

Una norma y un informe del ACI

Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318SUS-14)

(Versión en español y en unidades usuales en USA)

14 Comentario a
Requisitos de Reglamento
para Concreto Estructural
(ACI 318RSUS-14)

ACI 318SUS-14

Preparado por el Comité ACI 318



American Concrete Institute
Always advancing

Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318SUS-14) y Comentario (ACI 318SUSR-14)

(Versión en español y en unidades usuales en USA)

Es una Norma del ACI

Preparado por el Comité ACI 318

Randall W. Poston, Director

Basile G. Rabbat, Secretario

MIEMBROS DEL COMITÉ PRINCIPAL CON VOTO

Neal S. Anderson
Florian G. Barth
Roger J. Becker
Kenneth B. Bondy
Dean A. Browning
James R. Cagley
Ned M. Cleland
W. Gene Corley*
Ronald A. Cook
Charles W. Dolan

Anthony E. Fiorato
Catherine E. French
Robert J. Frosch
Luis E. Garcia
Brian C. Gerber
S. K. Ghosh
David P. Gustafson
James R. Harris
Terence C. Holland
Shyh-Jiann Hwang

James O. Jirsa
Dominic J. Kelly
Gary J. Klein
Ronald Klemencic
Cary Kopczynski
Colin L. Lobo
Paul F. Mlakar
Jack P. Moehle
Lawrence C. Novak
Gustavo J. Parra-Montesinos

David M. Rogowsky
David H. Sanders
Guillermo Santana
Thomas C. Schaeffer
Stephen J. Seguriant
Andrew W. Taylor
James K. Wight
Sharon L. Wood
Loring A. Wyllie Jr.

MIEMBROS DE SUBCOMITÉS CON VOTO

Raul D. Bertero
Allan P. Bommer
John F. Bonacci
Patricia Bonelli
Sergio F. Brena
JoAnn P. Browning
Nicholas J. Carino
David Darwin
Jeffrey J. Dragovich
Kenneth J. Elwood
Lisa R. Feldman

Harry A. Gleich
H. R. Trey Hamilton
R. Doug Hooton
Kenneth C. Hover
Steven H. Kosmatka
Michael E. Kreger
Jason J. Krohn
Daniel A. Kuchma
Andres Lepage
Raymond Lui
LeRoy A. Lutz

Joe Maffei
Donald F. Meinheit
Fred Meyer
Suzanne Dow Nakai
Theodore L. Neff
Viral B. Patel
Conrad Paulson
Jose A. Pincheira
Carin L. Roberts-Wollmann
Mario E. Rodriguez
Bruce W. Russell

M. Saiid Saiidi
Andrea J. Schokker
John F. Silva
John F. Stanton
Roberto Stark
Bruce A. Suprenant
John W. Wallace
W. Jason Weiss
Fernando V. Yáñez

MIEMBROS DE ENLACE INTERNACIONALES

F. Michael Bartlett
Mathias Brewer
Josef Farbiarz

Luis B. Fargier-Gabaldon
Alberto Giovambattista
Héctor Hernández

Ángel E. Herrera
Héctor Monzon-Despang
Enrique Pasquel

Patricio A. Placencia
Oscar M. Ramirez
Fernando Reboucas Stucchi

MIEMBROS CONSULTORES

Sergio M. Alcocer
John E. Breen

Neil M. Hawkins
H. S. Lew

James G. MacGregor
Robert F. Mast

Julio A. Ramirez
Charles G. Salmon*

MIEMBROS DE SUBCOMITÉ 318-S A CARGO DE LA VERSIÓN EN ESPAÑOL

Ramón L. Carrasquillo
César A. Constantino
Luis E. García
Augusto H. Holmberg

Thomas C. Schaeffer, Director
José M. Izquierdo-Encarnación
José Dámaso Juárez
José Lozano
Carlos E. Ospina

Gustavo J. Parra-Montesinos
Enrique Pasquel
Mario Rodríguez
Ruy Sánchez

Guillermo Santana
Roberto Stark
George Taylor
Fernando V. Yáñez

*Fallecido

El 318SUS-14 es una traducción al español del ACI 318-14. El ACI 318-14 fue adoptado como norma del American Concrete Institute el 29 de Agosto de 2014, fue publicado en septiembre de 2014 y reemplaza al ACI 318-11 de acuerdo con el reglamento de normalización del Instituto.

Copyright © 2014, American Concrete Institute.
Es propiedad © 2014, American Concrete Institute

All rights reserved including rights of reproduction and use in any form or by any means, including the making of copies by any photo process, or by electronic or mechanical device, printed, written, or oral, or recording for sound or visual reproduction or for use in any knowledge or retrieval system or device, unless permission in writing is obtained from the copyright proprietors.



Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario

Es propiedad del American Concrete Institute, Farmington Hill, Michigan, USA. Todos los derechos reservados. Este material no puede ser reproducido ni copiado, en todo o en parte, en cualquier medio impreso, mecánico, electrónico, película, u otro medio de distribución o almacenamiento, sin un permiso por escrito del ACI.

Los comités técnicos responsables de las normas e informes del ACI se esfuerzan en evitar ambigüedades, omisiones, y errores en estos documentos. A pesar de estos esfuerzos, los usuarios de los documentos del ACI ocasionalmente encuentran información o requisitos que pueden ser objeto de más de una interpretación, o estar incompletos o incorrectos. A las personas que tengan sugerencias para el mejoramiento de los documentos del ACI se les pide el favor de dirigirse al ACI por medio de sitio web de erratas en <http://concrete.org/Publications/DocumentErrata.aspx>. La utilización apropiada del presente documento debe incluir visitas periódicas al sitio web de erratas para obtener revisiones actualizadas.

Los documentos preparados por los comités del ACI se redactan para ser utilizado por personas capacitadas y competentes para identificar la relevancia y limitaciones en su contenido y recomendaciones, y quienes aceptan las responsabilidades inherentes a su uso. Los individuos que utilicen esta publicación asumen todo el riesgo de cualquier manera asumen todo el riesgo y aceptan la totalidad de la responsabilidad de la aplicación y utilización de esta información.

Toda la información contenida en esta publicación se provee sin garantía de cualquier clase, explícita o implícita. Quedan excluidas, en particular, las garantías implícitas de que la información tenga valor comercial, sea útil para un propósito determinado y no constituya una violación de derechos de terceros.

El ACI y sus miembros niegan cualquier responsabilidad por daños de cualquier clase, incluyendo daños especiales, indirectos, accesorios, o relacionados, incluyendo sin limitación, lucro cesante o pérdida de ingresos, como consecuencia del uso de esta publicación.

Es responsabilidad del usuario de este documento determinar las políticas adecuadas de salubridad y seguridad ocupacional para las circunstancias específicas asociadas con su uso. El ACI no ha incluido en el documento asuntos relacionados con su uso respecto a salubridad y seguridad ocupacional. El usuario, antes de emplear este documento, debe determinar la necesidad de cumplir con toda la reglamentación y legislación de salubridad y seguridad ocupacional, incluyendo, sin limitarse a la normatividad expedida por el United States Occupational Safety and Health Administration (OSHA).

La participación de representantes del gobierno en el trabajo del American Concrete Institute y en el desarrollo de las normas publicadas por el Instituto no constituye un respaldo gubernamental del ACI o las normas que él desarrolla.

Información para pedidos: Los documentos del ACI están disponibles en medio impreso, accesibles a través de la red, o en CD-ROM, por medio de suscripciones electrónicas, o copiado, y pueden obtenerse a través del ACI.

La mayoría de los documentos e informes de los comités del ACI se coleccionan anualmente en el ACI Manual of Concrete Practice (MCP).

American Concrete Institute
38800 Country Club Drive
Farmington Hills, MI 48331
U.S.A.
Teléfono: +1.248.848.3700
Fax: +1.248.848.3701

La versión oficial de un documento del ACI es la versión en el idioma inglés. La traducción de un documento de ACI se hace para la conveniencia de los usuarios. Se ha tomado esmero para asegurarse que la traducción sea correcta; sin embargo, ACI no garantiza su exactitud. La interpretación oficial de un documento de ACI será basada solamente en la versión en el idioma inglés.

PREFACIO DEL ACI 318-14

Los “Requisitos de Reglamento para concreto estructural” (“Reglamento”) contiene requisitos mínimos para los materiales, diseño y detallado de edificaciones de concreto estructural y, donde sea aplicable, en estructuras diferentes de edificaciones. El Reglamento también cubre sistemas estructurales, miembros y conexiones, incluyendo concreto construido en obra, construcción prefabricada, concreto simple, construcción no preeforzada, construcción preeforzada y construcción compuesta. Dentro de los temas tratados se encuentran: diseño y construcción para resistencia, funcionamiento y durabilidad, combinaciones de carga, factores de carga y de reducción de resistencia; métodos de análisis estructural; límites de las deflexiones; anclaje mecánico y adherido al concreto; desarrollo y empalme del refuerzo; información sobre los documentos de construcción; inspección en obra y ensayo de los materiales; y métodos para evaluar la resistencia de estructuras existentes. El documento “Requisitos de Reglamento para Cáscaras Delgadas de Concreto (ACI 318.2)” se adopta por referencia en este Reglamento.

El usuario del Reglamento encontrará que el ACI 318-14 ha sido sustancialmente reorganizado y reformateado con respecto a las ediciones anteriores. Los principales objetivos de esta reorganización fueron presentar todos los requisitos de diseño y detallado para sistemas estructurales y miembros individuales en capítulos dedicados a estos temas individuales y para organizar los capítulos en una forma que siga el proceso y cronología de diseño y construcción. La información y procesos que son comunes en el diseño de los miembros están localizados en capítulos genéricos al tema.

La calidad y los ensayos sobre los materiales utilizados en obra se incluyen por referencia a las normas ASTM apropiadas. La soldadura del refuerzo se incluye por referencia a las normas apropiadas del American Welding Society.

Dentro de los usos del Reglamento está su adopción, por referencia, dentro del reglamento general de construcción y ediciones anteriores han sido usadas ampliamente de esta forma. El Reglamento se redacta en un formato que permite su adopción de esta forma sin necesidad de introducir cambios en su redacción. Por esta razón, no es apropiado que contenga detalles relacionados con su desarrollo o sugerencias para el cumplimiento de sus objetivos o requisitos. El objetivo del Comentario es precisamente llenar este vacío.

El Comentario discute algunas de las consideraciones que el comité tuvo en cuenta al redactar el Reglamento, haciendo énfasis en explicar los requisitos nuevos, o que fueron modificados. Se citan las referencias bibliográficas del material proveniente de investigaciones empleado en la redacción del Reglamento con el fin de que las personas que deseen estudiar asuntos particulares en mayor detalle lo puedan hacer. Así mismo, se citan otros documentos que traen sugerencias acerca de cómo cumplir los requisitos del Reglamento.

Las modificaciones técnicas al ACI 318-11 contenidas en el ACI 318-14 están esbozadas en la edición del mes de mayo de 2014 de *Concrete International*. Las claves de transición que muestran como el reglamento fue reorganizado se encuentran el sitio web del ACI, en la página de recursos del 318 (*318 Resource Page*) bajo Tópicos del concreto (*Topics in concrete*).

PALABRAS CLAVE

aceros de preeforzado, aceros de refuerzo, aditivos, agregados, agua, análisis de resistencia, análisis estructural, anclaje (estructural), cargas (fuerzas), cáscaras (formas estructurales), cementos, colocación, columnas (apoyos), columnas de tubo de acero, concreto estructural, concreto preeforzado, concreto prefabricado, concreto reforzado, concreto simple, concretos livianos, concretos, construcción compuesta (concreto con concreto), construcción compuesta (concreto y acero), construcción en clima cálido, construcción en clima frío, construcción en concreto, continuidad (estructural), control de calidad, cubiertas, curado, deflexiones, diseño estructural, documentos de construcción, dosificación de la mezcla, ductos embebidos de servicios, empalmes, encofrado y cimbra (construcción), esfuerzos combinados, esfuerzos, estructuras sismo resistentes, funcionamiento, inspección, integridad estructural, juntas (uniones), juntas de construcción, juntas de contracción, juntas de expansión, losas de concreto, luces (estructurales), materiales, mezclado, módulo de elasticidad, momentos, muros de corte, muros, pisos, placas plegadas, pórticos viga-columna, pórticos, pórticos viga columna, pruebas de carga (estructurales), recubrimiento, refuerzo electrosoldado de alambre, reglamentos de construcción, resistencia a la compresión, resistencia a la flexión, resistencia al cortante, resistencia, torsión, tubería estructural, vigas (apoyos), vigas de gran altura, vigas T, viguetas, zapatas.

NOTAS DEL EDITOR

Los informes, guías, procedimientos recomendados, y comentarios preparados por los comités del ACI tienen como fin orientar en la planificación, el diseño, la ejecución, y la inspección de construcción. El Comentario (318R-14) se presenta para ser utilizado por personas capacitadas y competentes para identificar la relevancia y limitaciones en su contenido y recomendaciones, y quienes aceptan las responsabilidades inherentes a su uso. El American Concrete Institute se libera de cualquiera y todas las responsabilidades derivadas de su contenido. El Instituto no es responsable por cualquier pérdida o daño derivado de su uso. Este documento no puede ser citado ni puede hacerse referencia a él en documentos de construcción. Si el profesional facultado para diseñar desea incluir dentro de los documentos contractuales alguna parte del Comentario, ésta debe redactarse en modo imperativo.

Los materiales, procesos, medidas control de calidad e inspección descritas en este documento deben ser ensayados, vigilados y ejecutados según corresponda por individuos que tengan una Certificación del ACI apropiada, o su equivalente.

El ACI 318-14, Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural, y el ACI 318R-14, Comentario, se presentan en dos columnas de texto. Estos son dos documentos diferentes que están coordinados, con el texto del Reglamento localizado en la columna izquierda y el correspondiente al Comentario en la columna derecha. La nomenclatura de las secciones del Comentario está precedida por la letra “R” para distinguirlo aún más del texto del Reglamento.

La versión oficial de un documento del ACI es la versión en el idioma inglés. La traducción de un documento de ACI se hace para la conveniencia de los usuarios. Se han tomado todas las precauciones para asegurarse que la traducción sea correcta; sin embargo, ACI no garantiza su exactitud. La interpretación oficial de un documento de ACI será basada solamente en la versión en el idioma inglés.



INTRODUCCIÓN

Este Comentario introductorio discute algunas de las consideraciones del Comité 318 en la redacción de los requisitos contenidos en “Requisitos de Reglamento para concreto estructural (ACI 318-14)” el cual en adelante se llamará el Reglamento o el Reglamento del 2014. Se ha hecho énfasis en las explicaciones sobre el material nuevo o que fue revisado, acerca del cual los usuarios del Reglamento pueden no estar familiarizados. Además, se hacen comentarios sobre algunos aspectos que ya existían en versiones anteriores con el fin de independizar el presente Comentario del Comentario de las versiones anteriores. Los comentarios acerca de requisitos específicos se hacen en el capítulo y sección correspondiente.

El Comentario no se redactó con el fin de dar una visión histórica del desarrollo del Reglamento,¹ ni la intención fue resumir detalladamente las investigaciones y estudios, ni los datos contenidos en ellos que fueron estudiadas por el comité para redactar los requisitos contenidos en el Reglamento. No obstante, en algunos casos se indican las referencias bibliográficas de las investigaciones con el fin de quienes deseen estudiar en detalle el material de respaldo, lo puedan hacer.

Tal como lo indica su título “Requisitos de Reglamento para concreto estructural” el documento se redacta para ser incluido como parte de un reglamento de construcción adoptado legalmente y como tal difiere substancialmente de otros documentos que presentan especificaciones, procedimientos recomendados o ayudas y manuales de diseño.

El Reglamento se redacta para que cubra todos los tipos usuales de edificaciones, grandes y pequeñas. Puede ser deseable utilizar requisitos más estrictos que los contenidos en el Reglamento para construcciones poco comunes. El Reglamento y su Comentario no pueden reemplazar los conocimientos de ingeniería, la experiencia, ni el buen criterio.

Un reglamento para edificaciones prescribe únicamente los requisitos mínimos para proteger la salud y la seguridad del público. El Reglamento se sustenta sobre este principio. Para cualquier estructura, el propietario o el profesional facultado para diseñar que realiza el diseño estructural pueden exigir materiales o procedimientos constructivos mejores que los mínimos requeridos por el Reglamento para proteger al público en general; no obstante, no se permiten inferiores.

El Comentario llama la atención acerca de otros documentos los cuales sugieren procedimientos para cumplir los requisitos y objetivos del Reglamento. No obstante, estos documentos y el Comentario no hacen parte del Reglamento.

El Reglamento no tiene ninguna fuerza legal a menos que sea adoptado por la autoridad competente que regula y vigila el diseño y construcción de edificaciones. Donde no se haya adoptado, el Reglamento sirve como una referencia de buena práctica a pesar de que no tenga ninguna fuerza jurídica.

El Reglamento establece una base por medio de la cual se pueden formular los procedimientos para que la autoridad

competente, o sus representantes, apruebe los diseños y la construcción. El Reglamento y su Comentario no se redactaron para ser utilizados en la solución de diferencias entre propietario, ingeniero, arquitecto, contratista o sus delegados, subcontratistas, suministradores de materiales o laboratorios de ensayos de materiales. Por esta razón, el Reglamento no puede definir las responsabilidades contractuales de todas las partes que intervienen en un proyecto de construcción. En las especificaciones del proyecto deben evitarse las referencias generales que exigen cumplimiento del Reglamento dado que el contratista de construcción generalmente no está en la posición de aceptar responsabilidad sobre detalles de diseño o requisitos constructivos que dependen en un conocimiento íntimo del proceso de diseño. En los contratos de construcción de proyecto diseño-construcción, sin embargo, comúnmente se combinan las responsabilidades del diseño y la construcción. En general, los documentos contractuales deben contener, por si solos, todas las indicaciones necesarias para asegurar que el Reglamento se cumpla. Esto se puede lograr, parcialmente, haciendo referencia en las especificaciones a requisitos específicos del Reglamento. Otras publicaciones, tales como “Specifications for Structural Concrete (ACI 301)”, se redactan específicamente para ser incluidas en los documentos contractuales de construcción.

Es deseable que todos los participantes en un proyecto que deban realizar trabajos regulados por el Reglamento definan programas de ensayos y certificación. Existen para este propósito los programas de certificación de plantas del Precast/Prestressed Concrete Institute, del Post-Tensioning Institute, y de la National Ready Mixed Concrete Association, los programas de certificación de personal del American Concrete Institute y del Post-Tensioning Institute, y el programa de certificación voluntaria para plantas que aplican recubrimientos epóxicos adheridos por fusión del Concrete Reinforcing Steel Institute. Además, la norma “Standard Specification for Agencies Engaged in the Testing and/or Inspection of Materials Used in Construction Inspection and/or Testing” (ASTM E329-06a) especifica requisitos de desempeño para organizaciones que realicen supervisión y ensayos en las construcciones.

Se puede obtener material descriptivo acerca de la aplicación del Reglamento en los siguientes documentos, los cuales pueden adquirirse en la organización que los publica.

Guías y ayudas de diseño:

“**ACI Design Handbook**,” Publication SP-17(11), American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2011, 539 pp. (Contiene tablas y gráficos para el diseño por el método de diseño por resistencia de columnas cargadas excéntricamente. Incluye ayudas de diseño para ser utilizado en el análisis y diseño por parte de ingenieros de sistemas de losas en dos direcciones de concreto reforzado. Contiene ayudas de diseño para la selección del espesor de losa y del refuerzo requerido para controlar las deflexiones y asegurar una resistencia a la flexión y a cortante adecuada.)

“**ACI Detailing Manual—2004**,” ACI Committee 315, Publication SP-66(04), American Concrete Institute,

¹ La historia del Reglamento del ACI se presenta en Kerekes, F., and Reid, H. B., Jr., “Fifty Years of Development in Building Code Requirements for Reinforced Concrete,” ACI JOURNAL, Proceedings V. 50, No. 6, Feb. 1954, p. 441. La filosofía de Reglamento se discute en: Siess, C. P., “Research, Building Codes, and Engineering Practice,” ACI JOURNAL, Proceedings V. 56, No. 5, May 1960, p. 1105.

Farmington Hills, MI, 2004, 212 pp. (Incluye la norma ACI 315-99 y el informe ACI 315R-04. Presenta métodos recomendados y las normas para preparar planos, detalles típicos, y planos de colocación del acero de refuerzo en estructuras de concreto reforzado. Los diferentes capítulos definen las responsabilidades tanto del ingeniero como de quien corta y dobla el acero de refuerzo.)

“**Guide to Durable Concrete (ACI 201.2R-08)**,” ACI Committee 201, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2008, 49 pp. (Describe los tipos específicos de deterioro del concreto. Contiene una descripción de los mecanismos asociados con el deterioro y los requisitos recomendados para los componentes del concreto, consideraciones acerca de la calidad de las mezclas de concreto, procedimientos constructivos, y la influencia de la exposición al medio ambiente.)

“**Guide for the Design of Durable Parking Structures (362.1R-12)**,” ACI Committee 362, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2012, 24 pp. (Resume información práctica para el diseño por durabilidad de estructuras de estacionamiento de vehículos. Incluye, además, información sobre asuntos relacionados con la construcción y el mantenimiento de estructuras de estacionamiento.)

“**CRSI Handbook**,” Concrete Reinforcing Steel Institute, Schaumburg, IL, 10th Edition, 2008, 777 pp. (Contiene diseños tabulados de elementos estructurales y sistemas de losas. Incluye ejemplos de diseño que muestran las bases y la forma de utilizar la información tabulada. Contiene diseños tabulados de vigas; columnas de sección cuadradas, circular y rectangular; losas en una dirección; y sistemas de viguetas en una dirección. Las tablas de diseño de losas en dos direcciones incluyen placas planas, losas planas, y sistemas reticulares. Los capítulos para cimentaciones contienen tablas de diseño para zapatas cuadradas, zapatas con pilotes, pilas preexcavadas (caissons), y muros de contención en voladizo. Se presentan otras ayudas para control de la fisuración, el desarrollo del refuerzo y los empalmes por traslapo.)

“**Reinforcement Anchorages and Splices**,” Concrete Reinforcing Steel Institute, Schaumburg, IL, 5th Edition, 2008, 100 pp. (Describe la práctica aceptada para empalmar el refuerzo. Incluye el uso de empalmes por traslapo, empalmes

mecánicos, y empalmes soldados. La información de diseño cubre el desarrollo y los empalmes del refuerzo.)

“**Structural Welded Wire Reinforcement Manual of Standard Practice**,” Wire Reinforcement Institute, Hartford, CT, 8th Edition, Apr. 2010, 35 pp. (Describe los refuerzos electrosoldados de alambre, la nomenclatura empleada, incluyendo tablas de diámetros de los alambres y peso de las mallas. Enumera las normas, las propiedades y las limitaciones de fabricación. Incluye los últimos requisitos del Reglamento que afectan las mallas electro soldadas. Contiene tablas de longitud de desarrollo y empalmes por traslapo. Contiene tanto unidades usuales en USA como métricas.)

“**Structural Welded Wire Reinforcement Detailing Manual**,” Wire Reinforcement Institute, Hartford, CT, 1994, 252 pp. (Este manual, además de incluir los requisitos de ACI 318 y ayudas de diseño, contiene además: instrucciones detalladas para el uso de malla electrosoldada en losas en una y dos direcciones; componentes preesforzados y/o prefabricados; columnas y vigas; muros construidos en sitio; y losas sobre el terreno. Además, contiene tablas que comparan áreas de refuerzo y espaciamiento de alambre de alta resistencia soldado con acero de refuerzo convencional.)

“**PCI Design Handbook—Precast and Prestressed Concrete**,” Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, 7th Edition, 2010, 804 pp. (Incluye tablas de productos prefabricados y preesforzados industriales comunes, procedimientos de diseño y análisis para estos productos y para estructuras compuestas por ellos. Contiene ayudas de diseño y ejemplos.)

“**Design and Typical Details of Connections for Precast and Prestressed Concrete**,” Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, 2nd Edition, 1988, 270 pp. (Actualiza información disponible para el diseño de conexiones tanto para productos estructurales como arquitectónicos, y presenta una amplia gama de detalles típicos. Contiene ayudas de diseño y ejemplos.)

“**PTI Post-Tensioning Manual**,” Post-Tensioning Institute, Farmington Hills, MI, 6th Edition, 2006, 354 pp. (Incluye un amplio cubrimiento de sistemas de postensado, especificaciones, ayudas de diseño de detalles constructivos.)

TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO 1

GENERALIDADES

- 1.1 — Alcance del ACI 318, p. 9
- 1.2 — Generalidades, p. 9
- 1.3 — Propósito, p. 10
- 1.4 — Aplicabilidad, p. 10
- 1.5 — Interpretación, p. 12
- 1.6 — Autoridad competente, p. 13
- 1.7 — Profesional facultado para diseñar, p. 13
- 1.8 — Documentos de construcción y registros del diseño, p. 13
- 1.9 — Ensayos e inspección, p. 14
- 1.10 — Aprobación de sistemas especiales de diseño, construcción o de materiales de construcción alternativos, p. 14

CAPÍTULO 2

NOTACIÓN Y TERMINOLOGÍA

- 2.1 — Alcance, p. 15
- 2.2 — Notación del Reglamento, p. 15
- 2.3 — Terminología, p. 33

CAPÍTULO 3

NORMAS CITADAS

- 3.1 — Alcance, p. 49
- 3.2 — Normas referenciadas, p. 49

CAPÍTULO 4

REQUISITOS PARA SISTEMAS ESTRUCTURALES

- 4.1 — Alcance, p. 53
- 4.2 — Materiales, p. 53
- 4.3 — Cargas de diseño, p. 53
- 4.4 — Sistema estructural y trayectorias de carga, p. 53
- 4.5 — Análisis estructural, p. 56
- 4.6 — Resistencia, p. 56
- 4.7 — Funcionamiento, p. 57
- 4.8 — Durabilidad, p. 57
- 4.9 — Sostenibilidad, p. 58
- 4.10 — Integridad estructural, p. 58
- 4.11 — Resistencia al fuego, p. 58
- 4.12 — Requisitos para tipos específicos de construcción, p. 59
- 4.13 — Construcción e inspección, p. 60
- 4.14 — Evaluación de la resistencia de estructuras existentes, p. 61

CAPÍTULO 5

CARGAS

- 5.1 — Alcance, p. 63
- 5.2 — Generalidades, p. 63
- 5.3 — Combinaciones y factores y de carga, p. 64

CAPÍTULO 6

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

- 6.1 — Alcance, p. 69
- 6.2 — Generalidades, p. 69
- 6.3 — Suposiciones para definir el modelo, p. 74
- 6.4 — Disposición de la carga viva, p. 75
- 6.5 — Método de análisis simplificado para vigas continuas no preeforzadas y losas en una dirección, p. 76
- 6.6 — Análisis de primer orden, p. 77
- 6.7 — Análisis elástico de segundo orden, p. 87
- 6.8 — Análisis inelástico de segundo orden, p. 88
- 6.9 — Aceptación de análisis utilizando elementos finitos, p. 89

CAPÍTULO 7

LOSAS EN UNA DIRECCIÓN

- 7.1 — Alcance, p. 91
- 7.2 — Generalidades, p. 91
- 7.3 — Límites de diseño, p. 91
- 7.4 — Resistencia requerida, p. 93
- 7.5 — Resistencia de diseño, p. 93
- 7.6 — Límites del refuerzo, p. 94
- 7.7 — Detalles del refuerzo, p. 96

CAPÍTULO 8

LOSAS EN DOS DIRECCIONES

- 8.1 — Alcance, p. 101
- 8.2 — Generalidades, p. 101
- 8.3 — Límites de diseño, p. 102
- 8.4 — Resistencia requerida, p. 105
- 8.5 — Resistencia de diseño, p. 111
- 8.6 — Límites del refuerzo, p. 112
- 8.7 — Detallado del refuerzo, p. 115
- 8.8 — Sistema reticular de viguetas en dos direcciones no preeforzadas, p. 125
- 8.9 — Construcción de losas izadas, p. 126
- 8.10 — Método de diseño directo, p. 126
- 8.11 — Método del pórtico equivalente, p. 133

CAPÍTULO 9

VIGAS

- 9.1 — Alcance, p. 137
- 9.2 — Generalidades, p. 137
- 9.3 — Límites de diseño, p. 138
- 9.4 — Resistencia requerida, p. 140
- 9.5 — Resistencia de diseño, p. 142
- 9.6 — Límites del refuerzo, p. 145
- 9.7 — Detallado del refuerzo, p. 149
- 9.8 — Sistemas de viguetas en una dirección no preeforzadas, p. 158
- 9.9 — Vigas de gran altura, p. 159

CAPÍTULO 10 COLUMNAS

- 10.1 — Alcance, p. 163
- 10.2 — Generalidades, p. 163
- 10.3 — Límites de diseño, p. 163
- 10.4 — Resistencia requerida, p. 164
- 10.5 — Resistencia de diseño, p. 165
- 10.6 — Límites del refuerzo, p. 166
- 10.7 — Detallado del refuerzo, p. 167

CAPÍTULO 11 MUROS

- 11.1 — Alcance, p. 173
- 11.2 — Generalidades, p. 173
- 11.3 — Límites de diseño, p. 174
- 11.4 — Resistencia requerida, p. 174
- 11.5 — Resistencia de diseño, p. 175
- 11.6 — Límites del refuerzo, p. 178
- 11.7 — Detallado del refuerzo, p. 180
- 11.8 — Método alternativo para el análisis fuera del plano de muros esbeltos, p. 181

CAPÍTULO 12 DIAFRAGMAS

- 12.1 — Alcance, p. 185
- 12.2 — Generalidades, p. 185
- 12.3 — Límites de diseño, p. 187
- 12.4 — Resistencia requerida, p. 188
- 12.5 — Resistencia de diseño, p. 190
- 12.6 — Límites del refuerzo, p. 197
- 12.7 — Detallado del refuerzo, p. 197

CAPÍTULO 13 CIMENTACIONES

- 13.1 — Alcance, p. 199
- 13.2 — Generalidades, p. 200
- 13.3 — Cimentaciones superficiales, p. 203
- 13.4 — Cimentaciones profundas, p. 205

CAPÍTULO 14 CONCRETO SIMPLE

- 14.1 — Alcance, p. 207
- 14.2 — Generalidades, p. 208
- 14.3 — Límites de diseño, p. 209
- 14.4 — Resistencia requerida, p. 210
- 14.5 — Resistencia de diseño, p. 211
- 14.6 — Detalles del refuerzo, p. 214

CAPÍTULO 15 NUDOS VIGA-COLUMNAS Y LOSA-COLUMNAS

- 15.1 — Alcance, p. 215
- 15.2 — Generalidades, p. 215
- 15.3 — Transmisión de la fuerza axial de la columna a través del sistema de piso, p. 215
- 15.4 — Detallado de la conexión, p. 216

CAPÍTULO 16 CONEXIONES ENTRE MIEMBROS

- 16.1 — Alcance, p. 217
- 16.2 — Conexiones de miembros prefabricados, p. 217
- 16.3 — Conexiones a cimentaciones, p. 221

- 16.4 — Transferencia de las fuerzas de cortante horizontal en miembros de concreto compuesto resistentes a flexión, p. 224
- 16.5 — Ménsulas y cartelas, p. 227

CAPÍTULO 17 ANCLAJE AL CONCRETO

- 17.1 — Alcance, p. 233
- 17.2 — Generalidades, p. 234
- 17.3 — Requisitos generales para la resistencia de los anclajes, p. 241
- 17.4 — Requisitos de diseño para cargas de tracción, p. 247
- 17.5 — Requisitos de diseño para solicitudes a cortante, p. 261
- 17.6 — Interacción de las fuerzas de tracción y cortante, p. 273
- 17.7 — Distancias al borde, espaciamientos y espesores requeridos para evitar las fallas por hendimiento, p. 274
- 17.8 — Instalación e inspección de los anclajes, p. 275

CAPÍTULO 18 ESTRUCTURAS SISMO RESISTENTES

- 18.1 — Alcance, p. 279
- 18.2 — Generalidades, p. 280
- 18.3 — Pórticos ordinarios resistentes a momento, p. 285
- 18.4 — Pórticos intermedios resistentes a momento, p. 286
- 18.5 — Muros estructurales intermedios de concreto prefabricado, p. 290
- 18.6 — Vigas de pórticos especiales resistentes a momento, p. 291
- 18.7 — Columnas de pórticos especiales resistentes a momento, p. 297
- 18.8 — Nudos en pórticos especiales resistentes a momento, p. 302
- 18.9 — Pórticos especiales resistentes a momento construidos con concreto prefabricado, p. 306
- 18.10 — Muros estructurales especiales, p. 309
- 18.11 — Muros estructurales especiales construidos usando concreto prefabricado, p. 320
- 18.12 — Diafragmas y cerchas, p. 320
- 18.13 — Cimentaciones, p. 326
- 18.14 — Miembros que no se designan como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas, p. 329

CAPÍTULO 19 CONCRETO: REQUISITOS DE DISEÑO Y DURABILIDAD

- 19.1 — Alcance, p. 333
- 19.2 — Propiedades del diseño del concreto, p. 333
- 19.3 — Requisitos de durabilidad del concreto, p. 335
- 19.4 — Requisitos de durabilidad para mortero de inyección, p. 343

CAPÍTULO 20 REFUERZO DE ACERO PROPIEDADES, DURABILIDAD Y EMBEBIDOS

- 20.1 — Alcance, p. 345
- 20.2 — Barras y alambres no preeforzados, p. 345
- 20.3 — Barras, alambres y torones de preeforzado, p. 350

- 20.4 — Acero estructural, tubos de acero y tuberías para columnas compuestas, p. 354
- 20.5 — Pernos con cabeza para refuerzo a cortante, p. 354
- 20.6 — Disposiciones para la durabilidad del acero de refuerzo, p. 355
- 20.7 — Embebidos, p. 362

CAPÍTULO 21

FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA

- 21.1 — Alcance, p. 363
- 21.2 — Factores de reducción de resistencia para elementos de concreto estructural y conexiones, p. 363

CAPÍTULO 22

RESISTENCIA DE LAS SECCIONES DE LOS MIEMBROS

- 22.1 — Alcance, p. 369
- 22.2 — Suposiciones de diseño para resistencia a flexión y a carga axial, p. 369
- 22.3 — Resistencia a la flexión, p. 371
- 22.4 — Resistencia axial o resistencia a flexión y resistencia axial combinadas, p. 372
- 22.5 — Resistencia a cortante en una dirección, p. 374
- 22.6 — Resistencia a cortante en dos direcciones, p. 383
- 22.7 — Resistencia a torsión, p. 394
- 22.8 — Aplastamiento, p. 401
- 22.9 — Cortante por fricción, p. 403

CAPÍTULO 23

MODELOS PUNTAL-TENSOR

- 23.1 — Alcance, p. 409
- 23.2 — Generalidades, p. 410
- 23.3 — Resistencia de diseño, p. 415
- 23.4 — Resistencia de los puntales, p. 415
- 23.5 — Refuerzo que atraviesa los puntales en forma de botella, p. 417
- 23.6 — Refuerzo del puntal, p. 418
- 23.7 — Resistencia de los tensores, p. 418
- 23.8 — Detallado del refuerzo de los tensores, p. 419
- 23.9 — Resistencia de las zonas nodales, p. 420

CAPÍTULO 24

REQUISITOS DE FUNCIONAMIENTO

- 24.1 — Alcance, p. 423
- 24.2 — Deflexiones debidas a cargas gravitacionales a nivel de servicio, p. 423
- 24.3 — Distribución del refuerzo a flexión en vigas y losas en una dirección, p. 426
- 24.4 — Refuerzo de retracción y temperatura, p. 428
- 24.5 — Esfuerzos admisibles en miembros de concreto preesforzados sometidos a flexión, p. 430

CAPÍTULO 25

DETALLES DEL REFUERZO

- 25.1 — Alcance, p. 435
- 25.2 — Espaciamiento mínimo del refuerzo, p. 435
- 25.3 — Ganchos estándar, ganchos sísmicos, ganchos suplementarios y diámetro interior de doblado, p. 436
- 25.4 — Desarrollo del refuerzo, p. 438

25.5 — Empalmes, p. 454

25.6 — Paquetes de barras, p. 459

25.7 — Refuerzo transversal, p. 460

25.8 — Anclajes y conectores para postensado, p. 469

25.9 — Zonas de anclaje para tendones de preesforzado, p. 470

CAPÍTULO 26

DOCUMENTOS DE CONSTRUCCIÓN E INSPECCIÓN

- 26.1 — Alcance, p. 479
- 26.2 — Criterio de diseño, p. 481
- 26.3 — Información sobre los miembros, p. 481
- 26.4 — Requisitos para los materiales y mezclas de concreto, p. 481
- 26.5 — Producción y colocación del concreto, p. 488
- 26.6 — Materiales de refuerzo y requisitos de construcción, p. 495
- 26.7 — Anclaje al concreto, p. 499
- 26.8 — Embebidos, p. 500
- 26.9 — Requisitos adicionales para concreto prefabricado, p. 501
- 26.10 — Requisitos adicionales para concreto preesforzado, p. 502
- 26.11 — Cimbras y encofrados, p. 504
- 26.12 — Evaluación y aceptación del concreto, p. 506
- 26.13 — Inspección, p. 511

CAPÍTULO 27

EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

- 27.1 — Alcance, p. 517
- 27.2 — Generalidades, p. 517
- 27.3 — Evaluación analítica de la resistencia, p. 518
- 27.4 — Evaluación de la resistencia mediante pruebas de carga, p. 519
- 27.5 — Cargas de servicio reducidas, p. 522

REFERENCIAS DEL COMENTARIO, p. 523

APÉNDICE A

INFORMACIÓN ACERCA DEL ACERO DE REFUERZO, p. 537

APÉNDICE B

EQUIVALENCIA DE LAS ECUACIONES NO HOMOGÉNEAS EN EL REGLAMENTO EN SISTEMA MÉTRICO SI, SISTEMA MÉTRICO M-K-S, Y UNIDADES USUALES EN USA, p. 539

GLOSARIO DE TÉRMINOS USADOS EN EL REGLAMENTO, p. 547

ÍNDICE, p. 585

REGLAMENTO**COMENTARIO****CAPÍTULO 1 — GENERALIDADES****1.1 — Alcance del ACI 318**

1.1.1 Este capítulo cubre (a) hasta (h):

- (a) Requisitos generales de este Reglamento
- (b) Propósito de este Reglamento
- (c) Aplicabilidad de este Reglamento
- (d) Interpretación de este Reglamento
- (e) Definición y función de la autoridad competente y del profesional facultado para diseñar
- (f) Documentos de construcción
- (g) Ensayos e inspección
- (h) Aprobación de sistemas especiales de diseño, construcción, o de materiales alternos de construcción

1.2 — Generalidades

1.2.1 El ACI 318, “Requisitos del Reglamento para Concreto Estructural”, se denominará de aquí en adelante “este Reglamento”.

1.2.2 En este Reglamento, el reglamento general de construcción se refiere al reglamento de construcción adoptado en una jurisdicción. Una vez adoptado, el presente Reglamento formará parte del reglamento general de construcción.

1.2.3 La versión oficial de este Reglamento es la versión en lengua inglesa, usando las unidades en pulgada-libra, publicado por el American Concrete Institute.

1.2.4 En caso de conflicto entre la versión oficial y otras versiones de este Reglamento, rige la versión oficial.

1.2.5 Este Reglamento proporciona los requisitos mínimos para los materiales, el diseño, construcción y evaluación de la resistencia de miembros y sistemas de concreto estructural de cualquier estructura diseñada y construida de acuerdo con los requisitos del reglamento general de construcción.

1.2.6 Las modificaciones a este Reglamento que hayan sido adoptadas por una jurisdicción en particular son parte de la normativa de esa jurisdicción, pero no son parte de este Reglamento.

1.2.7 Donde no se haya adoptado un reglamento general de construcción, este Reglamento contiene las disposiciones mínimas para los materiales, el diseño, la construcción y la evaluación de la resistencia de miembros y sistemas estructurales de cualquier estructura cubierta por el alcance de este Reglamento.

R1 — GENERALIDADES**R1.1 — Alcance del ACI 318**

R1.1.1 Este Reglamento incluye requisitos para el diseño de concreto usado con propósitos estructurales, incluyendo concreto simple, concreto con refuerzo no preeforzado y preeforzado, o ambos; columnas compuestas con perfiles estructurales o tuberías de acero; y anclajes al concreto.

Este Reglamento ha sido significativamente reorganizado con respecto a la versión anterior, ACI 318-11. Este capítulo incluye una serie de disposiciones que explican cuando este Reglamento es aplicable y cómo se interpreta.

R1.2 — Generalidades

R1.2.2 El American Concrete Institute recomienda que este Reglamento sea adoptado en su totalidad.

R1.2.3 El Comité 318 desarrolla este Reglamento en inglés, usando unidades en pulgadas y libras. Con base en esa versión, el Comité 318 aprobó otras tres versiones:

- (a) En inglés usando unidades SI (ACI 318M).
- (b) En español usando unidades SI (ACI 318S).
- (c) En español usando las unidades en pulgadas y libras (ACI 318SUS).

Las distintas jurisdicciones pueden adoptar el ACI 318, ACI 318M, ACI 318S o el ACI 318SUS.

R1.2.5 Este Reglamento proporciona requisitos mínimos y excederlos no constituye un incumplimiento del Reglamento.

El profesional facultado para diseñar puede especificar requisitos que excedan los requisitos mínimos de este Reglamento.

REGLAMENTO

1.3 — Propósito

1.3.1 El propósito de este Reglamento es proteger la salubridad y seguridad pública estableciendo requisitos mínimos para la resistencia, estabilidad, funcionamiento, durabilidad, e integridad de las estructuras de concreto.

1.3.2 Este Reglamento no cubre todos los aspectos del diseño.

1.3.3 Los métodos y medios de construcción no están cubiertos por este Reglamento.

1.4 — Aplicabilidad

1.4.1 Este Reglamento cubre las estructuras de concreto diseñadas y construidas de acuerdo con los requisitos del reglamento general de construcción.

1.4.2 Se permite usar disposiciones aplicables de este Reglamento en estructuras que no se rigen por el reglamento general de construcción.

1.4.3 El diseño de cáscaras delgadas y estructuras de placas plegadas de concreto debe cumplir con las disposiciones de ACI 318.2 Requisitos de Reglamento para cáscaras delgadas de concreto.

1.4.4 Este Reglamento cubre el diseño de losas de concreto estructural construidas en sitio sobre tableros permanentes de acero (steel deck) de acción no compuesta.

COMENTARIO

R1.3 — Propósito

R1.3.1 Este Reglamento constituye un medio para establecer los requisitos mínimos para el diseño y construcción del concreto estructural, así como para la aceptación del diseño y construcción de estructuras de concreto por parte de la autoridad competente o de sus representantes.

Este Reglamento no contiene una lista exhaustiva de todas las obligaciones de todas las partes involucradas en un contrato o de todos los requisitos de un contrato para un proyecto construido bajo este Reglamento.

R1.3.2 Los requisitos mínimos de este Reglamento no reemplazan el criterio profesional o los conocimientos del profesional facultado para diseñar acerca de los factores específicos relacionados con un proyecto, diseño, ubicación u otras circunstancias específicas o inusuales del proyecto.

R1.4 — Aplicabilidad

R1.4.2 Este Reglamento no cubre de manera específica los requisitos de diseño y construcción de estructuras como arcos, tolvas y silos, estructuras resistentes a explosiones, chimeneas, estructuras subterráneas para servicios públicos, muros de gravedad, y muros de escudo (shielding walls). Sin embargo, muchas de las disposiciones del Reglamento, tales como calidad del concreto y principios de diseño, son aplicables a estas estructuras. Las recomendaciones para el diseño y construcción de algunas de estas estructuras se encuentran en las siguientes publicaciones:

- “Code Requirements for Reinforced Concrete Chimneys and Commentary” (ACI 307 2008)
- “Standard Practice for Design and Construction of Concrete Silos and Stacking Tubes for Storing Granular Materials” (ACI 313 1997)
- “Code Requirements for Nuclear Safety-Related Concrete Structures and Commentary” (ACI 349 2006)
- “Code for Concrete Containments” (ACI-ASME 359 2010).

R1.4.4 En su uso más simple el tablero permanente de acero (steel deck) de acción no compuesta sirve como encofrado, y la losa de concreto se diseña para resistir todas las cargas, mientras que en otro tipo de usos la losa de concreto se puede diseñar para que soporte solo las cargas que se apliquen después de su construcción. El diseño del tablero de acero en aplicaciones en que resiste carga se describe en el documento “Standard for Non-Composite Steel Floor Deck”

REGLAMENTO

1.4.5 En viviendas unifamiliares, bifamiliares y multifamiliares, así como en sus estructuras accesorias de este tipo de viviendas, se permite el diseño y construcción de zapatas, muros de cimentación y losas sobre el terreno, construidas en sitio, de acuerdo con ACI 332.

1.4.6 Este Reglamento no es aplicable al diseño e instalación de pilotes de concreto, pilas excavadas, y cajones de cimentación enterrados en el suelo, excepto lo dispuesto en (a) o (b):

- (a) Para las porciones de estos elementos expuestas al aire o al agua, o embebidas en suelos incapaces de dar soporte lateral adecuado en toda su longitud para evitar su falla por pandeo.
- (b) Para las estructuras asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico D, E, y F.

1.4.7 Este Reglamento no es aplicable al diseño y construcción de losas sobre el terreno, a menos que la losa transmita cargas verticales o fuerzas laterales provenientes de otras partes de la estructura al suelo.

1.4.8 Este Reglamento no cubre el diseño y la construcción de tanques y estanques.

1.4.9 Este Reglamento no aplica para el diseño compuesto de losas de concreto estructural construidas sobre tableros permanentes de acero (steel deck). El concreto usado en la construcción de tales losas debe regirse por este Reglamento, cuando sea aplicable. Las partes de estas losas diseñadas como concreto reforzado están regidas por este Reglamento.

COMENTARIO

(ANSI/SDI NC-2010). En la norma SDI se hace referencia a este Reglamento para el diseño y construcción de la losa estructural de concreto.

R1.4.5 El ACI 332 sólo cubre en su alcance el diseño y construcción de zapatas, muros de cimentación apoyados en zapatas continuas, y losas sobre el terreno, todos ellos construidas en sitio, para ciertos tipos limitados de construcciones residenciales. Las viviendas multifamiliares incluyen conjuntos de viviendas unifamiliares.

R1.4.6 El diseño e instalación de pilotes totalmente enterrados en el suelo está regulado por el reglamento general de construcción. En ACI 543R se dan recomendaciones detalladas para los pilotes de concreto. En ACI 336.3R se dan recomendaciones detalladas para las pilas excavadas. En “Recommended Practice for Design, Manufacture, and Installation of Prestressed Concrete Piling”, (PCI 1993) se dan recomendaciones detalladas para pilotes prefabricados preeforzados de concreto.

Debe consultarse 18.13.4 para los requisitos adicionales de pilotes de concreto, pilas excavadas y cajones de cimentación asignados a las Categorías de Diseño Sísmico D, E, y F.

R1.4.7 Se pueden encontrar recomendaciones detalladas para el diseño y construcción de losas sobre el terreno, que no transmiten cargas verticales o fuerzas laterales provenientes de otras partes de la estructura al suelo, y para las losas sobre el terreno postensadas empleadas en residencias, en las siguientes publicaciones:

- El ACI 360R presenta información sobre el diseño de losas sobre el terreno, principalmente industriales y las losas adyacentes a ellas. Este informe cubre la planificación, diseño y detallado de las losas. La información de respaldo sobre las teorías de diseño es seguida por una discusión sobre el sistema de apoyo del suelo, cargas, y tipos de losas. Se presentan métodos de diseño para losas de concreto estructural simple, de concreto reforzado, de concreto de retracción compensada y losas de concreto postensadas.
- El Post Tensioning Institute (2012) da guías para la exploración geotécnica, el diseño y construcción de losas postensadas sobre el terreno en aplicaciones residenciales y comerciales ligeras sobre suelos expansivos.

R1.4.8 Los requisitos y recomendaciones para el diseño y la construcción de tanques y estanques se encuentran en las siguientes publicaciones: ACI 350, ACI 334.1R y ACI 372R.

R1.4.9 En este tipo de construcción, el tablero de acero (steel deck) sirve como refuerzo para momento positivo. El diseño y construcción de losas sobre tableros de acero está descrito en “Standard for Composite Steel Floor Deck-Slabs” (ANSI/SDI C-2011). Esta norma hace referencia a las secciones apropiadas de este Reglamento para el diseño y construcción de la parte de concreto del sistema compuesto. El SDI C - 2011 también presenta guías para el diseño y construcción de losas compuestas sobre tableros permanentes

REGLAMENTO

1.5 — Interpretación

1.5.1 Los principios para interpretación contenidos en esta sección se aplican a este Reglamento como un todo a menos que se estipule lo contrario.

1.5.2 Este Reglamento está conformado por capítulos y apéndices, incluyendo textos, encabezados, tablas, figuras, notas al pie de tablas y figuras, además de normas de referencias.

1.5.3 El Comentario consiste de un prefacio, introducción, texto de los comentarios, tablas, figuras, y publicaciones citadas. El Comentario tiene como objeto entregar información de contexto, pero no forma parte del Reglamento, no contiene requisitos vinculantes, y no debe ser usado para generar conflictos o ambigüedades con este Reglamento.

1.5.4 Este Reglamento debe ser interpretado de manera tal que se eviten conflictos entre sus disposiciones. Las disposiciones específicas priman sobre las disposiciones generales.

1.5.5 Este Reglamento debe ser interpretado y aplicado de acuerdo con el significado normal de las palabras y términos empleados. Se deben usar las definiciones específicas de palabras y términos cuando corresponda y sea aplicable, aunque otros materiales, normas, o fuentes ajenas a este Reglamento den una definición diferente.

1.5.6 En este Reglamento, las siguientes palabras y términos deben ser interpretadas de acuerdo con (a) hasta (e):

- (a) La palabra “debe” es siempre imperativa.
- (b) Las disposiciones de este Reglamento son obligatorias aunque no se use la palabra “debe”.
- (c) Las palabras expresadas en tiempo presente incluyen el futuro.
- (d) La conjunción copulativa “y” indica que todos los elementos, condiciones, requisitos, o eventos deben ser aplicados.
- (e) La conjunción disyuntiva “o” indica que los elementos, condiciones, requisitos, o eventos conectados constituyen alternativas, y al menos uno debe ser cumplido.

1.5.7 En caso de que una o más disposiciones de este Reglamento sean declaradas inválidas por un tribunal o corte de justicia, este fallo no afecta las disposiciones restantes de este Reglamento, las que son separables. El fallo de un tribunal o corte de justicia es efectivo solamente dentro de la jurisdicción de ese tribunal o corte y no afecta el contenido o interpretación de este Reglamento en otras jurisdicciones.

COMENTARIO

de acero. El diseño para momento negativo en el apoyo para convertirla en una losa continua es un ejemplo típico en donde una sección de la losa está diseñada en conformidad con este Reglamento.

R1.5 — Interpretación

R1.5.4 Las disposiciones generales son requisitos amplios, por ejemplo que una construcción debe ser funcional. Las disposiciones específicas priman sobre las disposiciones generales, tal como son los requisitos específicos de distribución del refuerzo para controlar fisuración. 

R1.5.5 El documento ACI Concrete Terminology (2013) es el principal recurso de ayuda para determinar el significado de las palabras o términos que no se encuentran definidos en el Reglamento. Los diccionarios y otros materiales de referencia usados normalmente por los profesionales facultados para diseñar pueden ser utilizados como fuente secundaria.

R1.5.7 Este Reglamento trata sobre numerosos requisitos que pueden ser implementados por completo sin modificaciones en caso que se determine que otros requisitos del Reglamento no son válidos. Este requisito de divisibilidad tiene la intención de conservar el Reglamento y permitir que sea implementado en toda la extensión posible después de decisiones legales que afecten a una o más de sus disposiciones.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

1.5.8 En caso de conflicto entre disposiciones de este Reglamento y las normas y documentos a que se hace referencia en el Capítulo 3, rigen las disposiciones de este Reglamento.

1.6 — Autoridad competente

1.6.1 Toda referencia en este Reglamento a la autoridad competente debe ser entendida que se refiere a las personas que tienen competencia para administrar y vigilar el cumplimiento de las disposiciones de este Reglamento.

1.6.2 Las acciones y decisiones de la autoridad competente afectan únicamente a la jurisdicción específica donde tenga competencia esta autoridad y no cambian este Reglamento.

1.6.3 La autoridad competente tiene el derecho de ordenar el ensayo de cualquier material empleado en obras de concreto, con el fin de determinar si es de la calidad especificada.

1.7 — Profesional facultado para diseñar

1.7.1 Todas las referencias en este Reglamento al profesional facultado para diseñar deben interpretarse que se refieren a la persona facultada para ejecutar y ser responsable del diseño estructural o de la inspección.

1.8 — Documentos de construcción y registros del diseño

1.8.1 El profesional facultado para diseñar debe entregar los documentos de construcción con la información requerida en el Capítulo 26 y la exigida por la jurisdicción.

1.8.2 Los cálculos correspondientes al diseño se deben presentar junto con los documentos de construcción cuando así lo requiera la autoridad competente. Se puede hacer el análisis y diseño por medio de programas de computación siempre que se entreguen las suposiciones de diseño, los datos de entrada, y los resultados generados por el programa. Se puede usar análisis de modelos físicos para complementar los cálculos.

R1.6 — Autoridad competente

R1.6.1 El término autoridad competente se define en 2.3.

R1.6.2 Solo el American Concrete Institute tiene la facultad para alterar o enmendar este Reglamento.

R1.7 — Profesional facultado para diseñar

R1.7.1 El profesional facultado para diseñar se define en 2.3.

R1.8 — Documentos de construcción y registros del diseño

R1.8.1 Las disposiciones de esta sección respecto a la elaboración de los planos y especificaciones, en general, son congruentes con las de la mayoría de los reglamentos generales de construcción. La autoridad competente puede solicitar información adicional. La intención de esta disposición es que el profesional facultado para diseñar firme y ponga su sello registrado, o bien, firme y certifique los documentos contractuales, como lo exija la jurisdicción.

R1.8.2 Las resultados obtenidos por medio de programas de computador debidamente documentados son aceptables en vez de cálculos manuales. El alcance de la información relacionada con datos de entrada y resultados generados por el programa a ser suministrada varía de acuerdo con los requisitos específicos de la autoridad competente. Sin embargo, cuando el diseñador haya utilizado un programa de computador, normalmente sólo se requieren los datos básicos. Estos deben contener la suficiente información acerca de los datos de entrada y los resultados, así como cualquier otra información necesaria, con el fin de permitir a la autoridad competente 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 resultados correspondientes deben incluir la designación del elemento y los momentos, cortantes y reacciones en puntos relevantes del vano. Para el diseño de columnas es deseable incluir los factores de magnificación de momentos en los datos de salida, cuando sean aplicables.

El Reglamento permite emplear el análisis basado en modelos físicos para complementar el análisis estructural y

REGLAMENTO**COMENTARIO****1.9 — Ensayos e inspección**

1.9.1 Los materiales para el concreto deben ser ensayados de acuerdo a los requisitos del Capítulo 26.

1.9.2 Las construcciones de concreto deben ser inspeccionadas según el reglamento general de construcción y como se exige en el Capítulo 26.

1.9.3 Los registros de inspección deben incluir la información requerida en los Capítulos 17 y 26.

1.10 — Aprobación de sistemas especiales de diseño, construcción o de materiales de construcción alternativos

1.10.1 Los promotores de cualquier sistema de diseño, construcción o materiales alternativos dentro del alcance de este Reglamento, cuya idoneidad ha sido demostrada por éxito en su empleo o por medio de análisis o ensayos, pero que no cumple con las disposiciones de este Reglamento o no esté explícitamente tratado en él, tienen derecho a presentar los datos en los que se basa su diseño a la autoridad competente o a un panel de examinadores designado por la autoridad competente. Este panel debe estar compuesto por ingenieros 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 con el fin de cumplir con el propósito de este Reglamento. Estas reglas, una vez aprobadas y promulgadas por la autoridad competente, tienen la misma validez y efecto que los requisitos de este Reglamento.

los cálculos de diseño. Debe proporcionarse la documentación del análisis de modelos junto con los cálculos respectivos. El análisis de modelos debe ser llevado a cabo por una persona con experiencia en esta técnica.

R1.10 — Aprobación de sistemas especiales de diseño, construcción o de materiales de construcción alternativos

R1.10.1 Los métodos de diseño novedosos, los materiales recientemente desarrollados, y los usos novedosos de materiales deben pasar por un período de desarrollo antes de ser específicamente incluidos en un reglamento. Por consiguiente, el empleo de sistemas o materiales nuevos apropiados puede quedar excluido al no disponerse de medios para obtener su aceptación.

Para los sistemas especiales considerados en esta sección, el panel de examinadores debe establecer los ensayos específicos, los factores de carga, los límites de deflexiones, y otros requisitos pertinentes, de acuerdo con la intención del Reglamento.

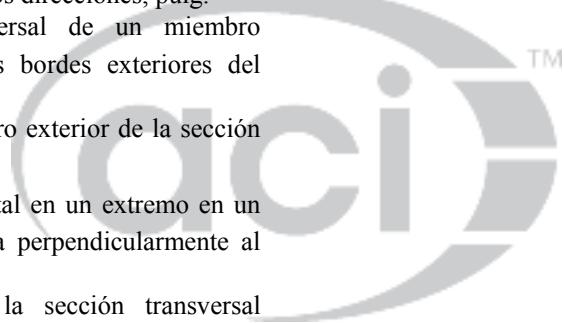
Las disposiciones de esta sección no se aplican a los ensayos de modelos físicos utilizados para complementar los cálculos, de los que se habla en la Sección 1.8.2, ni a la evaluación de la resistencia de estructuras existentes de acuerdo con el Capítulo 27.

REGLAMENTO**CAPÍTULO 2 — NOTACIÓN Y TERMINOLOGÍA****COMENTARIO****R2 — NOTACIÓN Y TERMINOLOGÍA****2.1 — Alcance**

2.1.1 Este capítulo define la notación y la terminología usada en este Reglamento.

2.2 — Notación del Reglamento

- a = profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos, pulg.
- a_v = luz de cortante, igual a la distancia del centro de una carga concentrada a: (a) la cara del apoyo para miembros continuos o en voladizo, o (b) el centro del apoyo para miembros simplemente apoyados, pulg.
- a / mc = relación agua-materiales cementantes
- A_b = área de una barra o alambre individual, pulg.²
- A_{brg} = área neta de apoyo de la cabeza de un perno o tornillo de anclaje, o barra corrugada con cabeza pulg.²
- A_c = área de la sección de concreto que resiste la transferencia de cortante, pulg.²
- A_{cf} = mayor área transversal bruta perteneciente a las franjas de viga-losa que corresponden a los dos pórticos equivalentes ortogonales que se intersectan en una columna de una losa en dos direcciones, pulg.²
- A_{ch} = área de la sección transversal de un miembro estructural, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal, pulg.²
- A_{cp} = área encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de concreto, pulg.²
- A_{cs} = área de la sección de un puntal en un extremo en un modelo puntal-tensor, medida perpendicularmente al eje del puntal, pulg.²
- A_{ct} = área de aquella parte de la sección transversal comprendida entre la cara en tracción por flexión y el centro de gravedad de la sección bruta, pulg.²
- A_{cv} = área bruta de la sección de concreto limitada por el espesor del alma y la longitud de la sección en la dirección de la fuerza de cortante considerada en el caso de muros, y área bruta de la sección de concreto en el caso de diafragmas, no debe exceder el producto del espesor por el ancho del diafragma, pulg.²
- A_{cw} = área de la sección de concreto de un machón individual, segmento horizontal de muro, o viga de acople, que resiste cortante, pulg.²
- A_f = área del acero de refuerzo en una ménsula o cartela que resiste el momento de diseño, pulg.²
- A_g = área bruta de la sección de concreto, pulg.². Para una sección con vacíos, A_g es el área del concreto solo y no incluye el área de los vacíos
- A_h = área total de refuerzo para cortante paralelo al refuerzo principal de tracción en una ménsula o cartela, pulg.²
- A_j = área efectiva de la sección transversal dentro de un nudo medida en un plano paralelo al plano del refuerzo que genera cortante en el nudo, pulg.²

R2.2 — Notación del Comentario

REGLAMENTO**COMENTARIO**

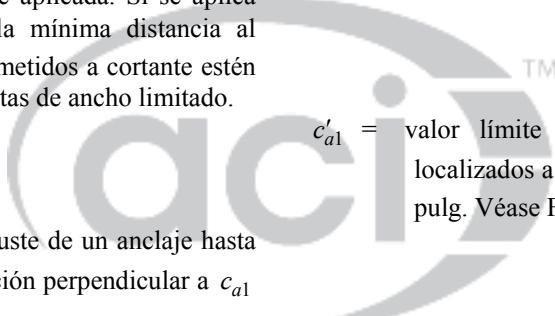
- 2** A_ℓ = área total del refuerzo longitudinal para resistir torsión, pulg.²
 $A_{\ell,\min}$ = área mínima de refuerzo longitudinal para resistir torsión, pulg.²
 A_n = área de refuerzo en una ménsula o cartela que resiste la fuerza de tracción mayorada N_{uc} , pulg.²
 A_{nz} = área de la cara de una zona nodal o de una sección a través de la zona nodal, pulg.²
 A_{Na} = área de influencia proyectada de un solo anclaje adherido o de un grupo de anclajes adheridos, para calcular la resistencia a la adherencia en tracción, pulg.²
 A_{Nao} = área de influencia proyectada de un solo anclaje adherido, para calcular la resistencia a la adherencia en tracción si no está limitada por la distancia al borde o la separación, pulg.²
 A_{Nc} = área de falla proyectada del concreto en un anclaje solo o en un grupo de anclajes, utilizada para calcular la resistencia a tracción, pulg.²
 A_{Nco} = área de falla proyectada del concreto en un anclaje solo, utilizada para calcular la resistencia a tracción cuando no se encuentra limitada por la distancia al borde o el espaciamiento, pulg.²
 A_o = área total encerrada por la trayectoria del flujo de cortante torsional, pulg.²
 A_{oh} = área encerrada por el eje del refuerzo transversal cerrado más externo dispuesto para resistir la torsión, pulg.²
 A_{pd} = área total ocupada por un ducto, revestimiento y acero preesforzado, pulg.²
 A_{ps} = área de refuerzo longitudinal preesforzado en tracción, pulg.²
 A_{pt} = área total de refuerzo preesforzado, pulg.²
 A_s = área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción, pulg.²
 A'_s = área del refuerzo a compresión, pulg.²
 A_{sc} = área de refuerzo principal a tracción en una ménsula o cartela, pulg.²
 $A_{se,N}$ = área efectiva de la sección transversal del anclaje en tracción, pulg.²
 $A_{se,V}$ = área efectiva de la sección transversal del anclaje en cortante, pulg.²
 A_{sh} = área total de refuerzo transversal, incluyendo ganchos suplementarios, colocado dentro del espaciamiento s y perpendicular a la dimensión b_c , pulg.²
 A_{si} = área total del refuerzo superficial con un espaciamiento s_i colocado en la fila i que atraviesa un puntal, con un ángulo α_i con el eje del puntal, pulg.²
 $A_{s,\min}$ = área mínima de refuerzo de flexión, pulg.²
 A_{st} = área total de refuerzo longitudinal no preesforzado,

REGLAMENTO**COMENTARIO**

incluye barras o perfiles de acero, y excluye acero de preesforzado, pulg. ²	
A_{sx}	= área del perfil o tubo estructural de acero en una sección compuesta, pulg. ²
A_t	= área de una rama de un estribo cerrado que resiste la torsión con un espaciamiento s , pulg. ²
A_{tp}	= área de acero preesforzado en un tensor, pulg. ²
A_{tr}	= área total de todo el refuerzo transversal dentro de un espaciamiento s que cruza el plano potencial de hendimiento a través del refuerzo que está siendo desarrollado, pulg. ²
A_{ts}	= área de refuerzo no preesforzado en un tensor, pulg. ²
A_v	= área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s , pulg. ²
A_{vd}	= área total de refuerzo en cada grupo de barras diagonales en una viga de acople con refuerzo en diagonal, pulg. ²
A_{vf}	= área de refuerzo de cortante por fricción, pulg. ²
A_{vh}	= área del refuerzo de cortante paralelo al refuerzo de tracción por flexión con un espaciamiento s_2 , pulg. ²
$A_{v,min}$	= área mínima de refuerzo para cortante con un espaciamiento s , pulg. ²
A_{Vc}	= área proyectada de falla del concreto de un anclaje solo o de un grupo de anclajes, utilizada para calcular la resistencia al cortante, pulg. ²
A_{Vco}	= área proyectada de falla del concreto de un anclaje solo, utilizada para calcular la resistencia a cortante, cuando no se encuentra limitada por la influencia de una esquina, del espaciamiento, o del espesor del miembro, pulg. ²
A_l	= área cargada para considerar la resistencia al aplastamiento, pulg. ²
A_2	= 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 pendientes laterales de 1 vertical por 2 horizontal, pulg. ²
b	= ancho de la cara en compresión del miembro, pulg.
b_c	= dimensión transversal del núcleo del miembro medida entre los bordes externos del refuerzo transversal con área A_{sh} , pulg.
b_f	= ancho efectivo del ala en una sección en T, pulg.
b_o	= perímetro de la sección crítica para cortante en losas y zapatas, pulg.
b_s	= ancho de un puntal, pulg.
b_{slab}	= ancho efectivo de losa que resiste $\gamma_f M_{sc}$, pulg.
b_t	= ancho de la parte de la sección transversal que contiene los estribos cerrados que resisten la torsión, pulg.
b_v	= ancho de la sección transversal en la superficie de contacto que se investiga por cortante horizontal, pulg.
b_w	= ancho del alma o diámetro de la sección circular, pulg.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

- 2** b_1 = dimensión de la sección crítica b_o medida en la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos, pulg.
- b_2 = dimensión de la sección crítica b_o medida en dirección perpendicular a b_1 , pulg.
- B_n = resistencia nominal al aplastamiento, lb.
- B_u = carga mayorada de aplastamiento, lb.
- c = distancia medida desde la fibra extrema en compresión al eje neutro, pulg.
- c_{ac} = distancia crítica al borde requerida para desarrollar la resistencia básica controlada por el arrancamiento o la adherencia de un anclaje post instalado en tracción en concreto no fisurado sin refuerzo suplementario para controlar el hendimiento, pulg.
- $c_{a,max}$ = máxima distancia medida desde el centro del fuste de un anclaje al borde del concreto, pulg.
- $c_{a,min}$ = mínima distancia medida desde el centro del fuste de un anclaje al borde del concreto, pulg.
- c_{a1} = distancia medida desde el centro del fuste de un anclaje hasta el borde del concreto en una dirección, pulg. Si se aplica cortante al anclaje, c_{a1} se mide en la dirección de la fuerza cortante aplicada. Si se aplica tracción al anclaje, c_{a1} es la mínima distancia al borde. Cuando los anclajes sometidos a cortante estén localizados en secciones angostas de ancho limitado.
- c_{a2} = distancia desde el centro del fuste de un anclaje hasta el borde del concreto en dirección perpendicular a c_{a1} pulg.
- c_b = la menor de: (a) la distancia medida del centro de una barra o alambre a la superficie más cercana del concreto, o (b) la mitad de la separación centro a centro de las barras o alambres que se desarrollan, pulg.
- c_c = recubrimiento libre del refuerzo, pulg.
- c_{Na} = distancia proyectada desde el centro del fuste de un anclaje localizado a un lado de un anclaje adherido que debe desarrollar la totalidad de la resistencia a la adherencia de un solo anclaje, pulg.
- c_t = distancia desde la cara interior de la columna al borde de la losa, medida paralelamente a c_1 , pero sin exceder c_1 , pulg.
- c_1 = dimensión de una columna rectangular o rectangular equivalente, de un capitel o de una ménsula, medida en la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos, pulg.
- c_2 = dimensión de una columna rectangular o rectangular equivalente, de un capitel o de una ménsula, medida en la dirección perpendicular a c_1 , pulg.



c'_{a1} = valor límite de c_{a1} cuando los anclajes están localizados a menos de $1.5c_{a1}$ de tres o más bordes, pulg. Véase Fig. R17.5.2.4.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

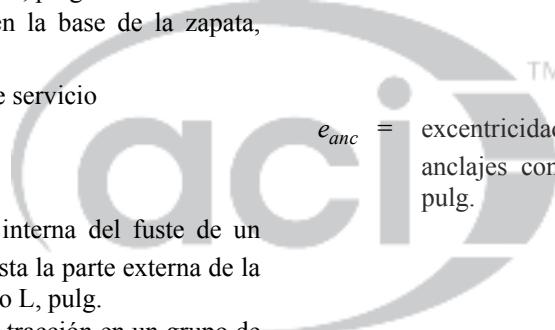
C	= constante de la sección transversal para definir propiedades a la torsión de losas y vigas	C	= fuerza de compresión que actúa en una zona nodal, lb.
C_m	= factor que relaciona el diagrama real de momentos con un diagrama equivalente de momento uniforme		
d	= distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción, pulg.		
d'	= distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo longitudinal en compresión, pulg.		
d_a	= diámetro exterior de un anclaje o diámetro del fuste del perno con cabeza, del tornillo con cabeza, o del perno con forma de gancho, pulg.		
d'_a	= valor que se sustituye por d_a cuando se emplea un anclaje sobre dimensionado, pulg.		
d_{agg}	= tamaño nominal máximo del agregado grueso, pulg.		
d_b	= diámetro nominal de una barra, alambre o torón de preesforzado, pulg.		

d_{burst} = distancia desde el dispositivo de anclaje al centroide de la fuerza de estallido del concreto, T_{burst} , pulg.

d_p = distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero preesforzado, pulg.

d_{pile} = diámetro del pilote medido en la base de la zapata, pulg.

D = efecto de las cargas muertas de servicio



e_{anc} = excentricidad del dispositivo de anclaje o grupo de anclajes con respecto al centroide de la sección, pulg.

e_h = distancia desde la superficie interna del fuste de un perno en forma de J o de L hasta la parte externa de la punta del perno en forma de J o L, pulg.

e'_N = distancia entre la resultante de tracción en un grupo de anclajes cargados en tracción y el centroide del grupo de anclajes cargados en tracción, pulg.; e'_N es siempre positiva

e'_V = distancia entre la carga resultante de cortante en un grupo de anclajes solicitados en cortante en la misma dirección y el centroide del grupo de anclajes cargados a cortante en la misma dirección, pulg., e'_V es siempre positiva

E = efectos de las fuerzas horizontales y verticales inducidas por el sismo

E_c = módulo de elasticidad del concreto, lb./pulg.²

E_{cb} = módulo de elasticidad del concreto de la viga, lb./pulg.²

E_{cs} = módulo de elasticidad del concreto de la losa, lb./pulg.²

EI = rigidez a la flexión de un miembro, lb.·pulg.²

$(EI)_{eff}$ = rigidez efectiva a flexión del miembro, lb.·pulg.²

E_p = módulo de elasticidad del acero de preesfuerzo, lb./pulg.²

E_s = módulo de elasticidad del refuerzo y del acero

REGLAMENTO**COMENTARIO**

- 2** estructural, excluyendo el refuerzo preesforzado, lb./pulg.²
- f'_c = resistencia especificada a la compresión del concreto, lb./pulg.²
- $\sqrt{f'_c}$ = raíz cuadrada de la resistencia especificada a la compresión del concreto, lb./pulg.²
- f_{ce} = resistencia efectiva a la compresión del concreto en un puntal o zona de nodo, lb./pulg.²
- f_{cm} = resistencia promedio a la compresión requerida del concreto, lb./pulg.²
- f'_{ci} = resistencia especificada a la compresión del concreto al momento del preesforzado inicial, lb./pulg.²
- $\sqrt{f'_{ci}}$ = raíz cuadrada de la resistencia especificada a la compresión del concreto en el momento del preesforzado inicial, lb./pulg.²
- f_{ct} = resistencia promedio a la tracción por hendimiento del concreto liviano, lb./pulg.²
- f_d = esfuerzo debido a la carga muerta no mayorada en la fibra extrema de una sección en la cual el esfuerzo de tracción es producido por cargas externas, lb./pulg.²
- f_{dc} = esfuerzo de descompresión; esfuerzo en el acero de preesforzado cuando el esfuerzo en el concreto localizado al mismo nivel que el centroide del acero de preesfuerzo es igual a cero, lb./pulg.²
- f_{pc} = esfuerzo de compresión en el concreto, después de que han ocurrido todas las pérdidas de preesforzado, 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, lb./pulg.². En un miembro compuesto, f_{pc} es el esfuerzo 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 preesforzado como a los momentos resistidos por el miembro prefabricado actuando individualmente
- f_{pe} = esfuerzo de compresión en el concreto debido únicamente a las fuerzas efectivas del preesforzado, después de que han ocurrido todas las pérdidas de preesforzado, en la fibra extrema de una sección en la cual los esfuerzos de tracción han sido producidos por las cargas aplicadas externamente, lb./pulg.²
- f_{ps} = esfuerzo en el acero de preesfuerzo en el estado de resistencia nominal a la flexión, lb./pulg.²
- f_{pu} = resistencia especificada a la tracción del acero de preesforzado, lb./pulg.²
- f_{py} = resistencia especificada a la fluencia del acero de preesforzado, lb./pulg.²
- f_r = módulo de ruptura del concreto, lb./pulg.²
- f_s = esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio, excluyendo el acero de preesforzado, lb./pulg.²
- f'_s = esfuerzo en el refuerzo a compresión bajo cargas

REGLAMENTO

mayoradas, excluyendo el acero de preesforzado, lb./pulg.²

f_{se} = esfuerzo efectivo en el acero de preesfuerzo, después de que han ocurrido todas las pérdidas de preesfuerzo, lb./pulg.²

f_t = esfuerzo en la fibra extrema por tracción en la zona de tracción precomprimida, calculado para las cargas de servicio usando las propiedades de la sección bruta después de tener en cuenta todas las pérdidas de preesforzado, lb./pulg.².

f_{uta} = resistencia especificada a la tracción del acero del anclaje, lb./pulg.²

f_y = resistencia especificada a la fluencia del refuerzo no preesforzado, lb./pulg.²

f_{ya} = resistencia especificada a la fluencia en el acero del anclaje, lb./pulg.²

f_{yt} = resistencia especificada a la fluencia f_y del refuerzo transversal, lb./pulg.²

F = cargas debidas al peso y presión de fluidos con densidades bien definidas y alturas máximas

F_{nn} = resistencia nominal de una cara de una zona de nodo,

F_{ns} = resistencia nominal de un puntal, lb.

F_{nt} = resistencia nominal de un tensor, lb.

F_{us} = fuerza a compresión mayorada en un puntal, lb.

F_{ut} = fuerza a tracción mayorada en un tensor, lb.

h = espesor total o altura de un miembro pulg

h_a = espesor de un miembro en el que se coloca un anclaje, medido paralelamente al eje del anclaje, pulg.

h_{eff} = profundidad embebida efectiva del anclaje, pulg

h_{sx} = altura del piso x , pulg.

h_u = altura no apoyada lateralmente en la fibra extrema de compresión de un muro o machón de muro, en pulg., equivalente a ℓ_u para miembros a compresión, pulg.

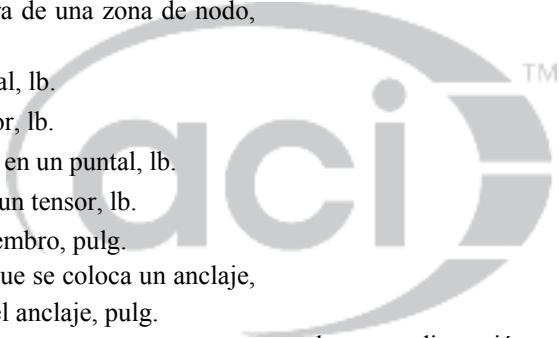
h_v = altura de la sección transversal de una cabeza de cortante, pulg.

h_w = altura total de un muro medida desde la base hasta la parte superior o altura libre del segmento de muro o machón considerado, pulg.

h_x = espacioamiento máximo, medido centro a centro, entre barras longitudinales soportadas lateralmente por esquinas de ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento alrededor del perímetro de la columna, pulg.

COMENTARIO

f_{si} = esfuerzo en la fila i del refuerzo superficial, lb./pulg.²

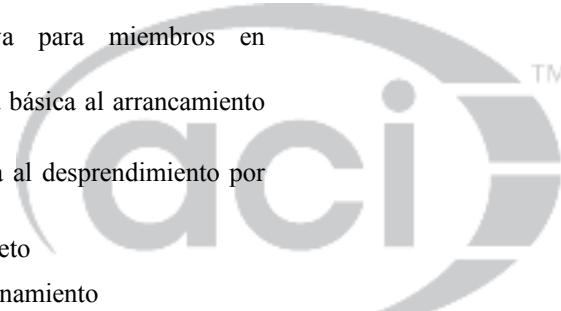


h_{anc} = dimensión, en la dirección de estallido bajo consideración, del dispositivo de anclaje o grupo individual de dispositivos espaciados cerca, pulg.

h'_{ef} = valor límite de h_{ef} cuando los anclajes están localizados a menos de $1.5h_{ef}$ de tres o más bordes, pulg.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

2	H	= efecto de las cargas de servicio debidas al empuje lateral del suelo, del agua en el suelo, u otros materiales, lb.	
	I	= momento de inercia de la sección con respecto al eje que pasa por el centroide, pulg. ⁴	
	I_b	= momento de inercia de la sección bruta de una viga con respecto al eje que pasa por el centroide, pulg. ⁴	
	I_{cr}	= momento de inercia de la sección fisurada transformada a concreto, pulg. ⁴	
	I_e	= momento de inercia efectivo para el cálculo de las deflexiones, pulg. ⁴	
	I_g	= momento de inercia de la sección bruta con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo, pulg. ⁴	
	I_s	= momento de inercia de la sección bruta de una losa con respecto al eje que pasa por el centroide, pulg. ⁴	
	I_{se}	= momento de inercia del refuerzo con respecto al eje que pasa por el centroide de la sección transversal del miembro, pulg. ⁴	
	I_{sx}	= momento de inercia de un perfil o tubo de acero estructural, con respecto al eje que pasa por el centroide de la sección transversal del miembro compuesto, pulg. ⁴	
	k	= factor de longitud efectiva para miembros en compresión	
	k_c	= coeficiente para la resistencia básica al arrancamiento del concreto en tracción	
	k_{cp}	= coeficiente para la resistencia al desprendimiento por cabeceo del anclaje	
	k_f	= factor de resistencia del concreto	
	k_n	= factor de efectividad del confinamiento	
	K_{tr}	= índice de refuerzo transversal, pulg.	
	ℓ	= luz de la viga o losa en una dirección; proyección libre del voladizo, pulg.	
	ℓ_a	= longitud de embebido adicional más allá del centro del apoyo o punto de inflexión, pulg.	
	ℓ_c	= longitud del miembro en compresión en un pórtico, medida centro a centro de los nudos del pórtico, pulg.	
	ℓ_d	= longitud de desarrollo en tracción para barras corrugadas, alambres corrugados, refuerzo electrosoldado de alambre liso o corrugado, o torones de preesfuerzo, pulg.	
	ℓ_{dc}	= longitud de desarrollo de las barras corrugadas y alambres corrugados en compresión, pulg.	
	ℓ_{db}	= longitud donde se inhibe la adherencia del acero de preesfuerzo en el extremo del miembro, pulg.	



K_t = rigidez torsional de un miembro a torsión, momento por unidad de rotación

K_{05} = coeficiente asociado con el percentil del 5 por ciento

ℓ_{anc} = longitud a lo largo de la cual debe presentarse el anclaje de un tensor, pulg.

ℓ_b = ancho del apoyo, pulg.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

- ℓ_{dh} = longitud de desarrollo en tracción de barras corrugadas o alambres corrugados con un gancho estándar, medida desde el extremo exterior del gancho, punto de tangencia, hacia la sección crítica, pulg.
- ℓ_{dt} = longitud de desarrollo en tracción de barras corrugadas con cabeza, medida desde la cara de apoyo de la cabeza hacia la sección crítica, pulg.
- ℓ_e = longitud de apoyo de la carga de un anclaje para cortante, pulg.
- ℓ_{ext} = extensión recta en el extremo de un gancho estándar, pulg.
- ℓ_n = luz libre medida entre caras de los apoyos, pulg.
- ℓ_o = longitud, medida desde la cara del nudo a lo largo del eje del miembro, dentro de la cual debe colocarse refuerzo transversal especial, pulg.
- ℓ_{sc} = longitud del empalme por traslapo en compresión, pulg.
- ℓ_{st} = longitud del empalme por traslapo en tracción, pulg.
- ℓ_t = luz del miembro sometido a la prueba de carga, tomada como la luz menor en sistemas de losas en dos direcciones, pulg. La luz es la menor entre: (a) la distancia entre los centros de los apoyos, y (b) la distancia libre entre los apoyos más el espesor h del miembro. La luz de un voladizo debe tomarse como el doble de la distancia entre la cara del apoyo y el extremo del voladizo
- ℓ_{tr} = longitud de transferencia del acero de preesforzado, pulg.
- ℓ_u = longitud sin soporte lateral de una columna o muro, pulg.
- ℓ_v = longitud del brazo de la cabeza de cortante medida desde el centroide de la carga concentrada o reacción, pulg.
- ℓ_w = longitud del muro completo o longitud del segmento de muro o machón considerada en la dirección de la fuerza cortante, pulg.
- ℓ_1 = luz en la dirección en que se determinan los momentos, medida centro a centro de los apoyos, pulg.
- ℓ_2 = luz medida en la dirección perpendicular a ℓ_1 , medida centro a centro de los apoyos, pulg.
- L = efecto de las cargas vivas de servicio
- L_r = efecto de las cargas vivas de servicio del techo
- M_a = momento máximo debido a cargas de servicio presentes en el miembro en la etapa para la que se calcula la deflexión, lb·pulg.
- M_c = momento mayorado amplificado por los efectos de curvatura del miembro para usarse en el diseño de un miembro en compresión, lb·pulg.
- M_{cr} = momento de fisuración, lb·pulg.
- M_{cre} = momento que produce fisuración por flexión en la

M = momento que actúa sobre un anclaje o grupo de anclajes, lb·pulg.



REGLAMENTO**COMENTARIO**

- 2** sección debido a cargas aplicadas externamente, lb.·pulg.
- M_{max} = máximo momento mayorado en la sección debido a las cargas aplicadas externamente, lb.·pulg.
- M_n = resistencia nominal a flexión en la sección, lb.·pulg.
- M_{nb} = resistencia nominal a flexión de la viga que llega a un nudo, incluyendo el efecto de la losa cuando está en tracción, lb.·pulg.
- M_{nc} = resistencia nominal a flexión de la columna que llega a un nudo, calculada para la carga axial mayorada, congruente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que conduce a la menor resistencia a flexión, lb.·pulg.
- M_o = momento estático total mayorado, lb.·pulg.
- M_p = momento plástico resistente requerido en la sección transversal de una cabeza de cortante, lb.·pulg.
- M_{pr} = resistencia probable a la flexión de los miembros, con o sin carga axial, determinada usando las propiedades de los miembros en las caras de los nudos suponiendo un esfuerzo en tracción para las barras longitudinales de al menos $1.25f_y$ y un factor de reducción de la resistencia ϕ de 1.0, lb.·pulg.
- M_{sa} = momento máximo del muro debido a las cargas de servicio, sin incluir los efectos $P\Delta$, lb.·pulg.
- M_{sc} = momento mayorado de la losa que es resistido por la columna en el nudo, lb.·pulg.
- M_u = momento mayorado en la sección, lb.·pulg.
- M_{ua} = momento a media altura del muro debido a las cargas mayoradas, laterales y verticales excéntricas, sin incluir los efectos $P\Delta$, lb.·pulg.
- M_v = resistencia a momento contribuida por la cabeza de cortante, lb.·pulg.
- M_1 = el menor momento mayorado de uno de los extremos de un miembro en compresión, debe tomarse como positivo si el miembro presenta curvatura simple y negativo si tiene curvatura doble, lb.·pulg.
- M_{1ns} = momento mayorado en el extremo del miembro en compresión en el cual actúa M_1 , y que se debe a cargas que no causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado por medio de un análisis estructural elástico de primer orden, lb.·pulg.
- M_{1s} = momento mayorado en el extremo del miembro en compresión en el cual actúa M_1 , y que se debe a cargas que causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado por medio de un análisis estructural elástico de primer orden, lb.·pulg.
- M_2 = el mayor momento mayorado en los extremos de un miembro en compresión. Si existe carga transversal entre los apoyos, M_2 debe tomarse como el mayor momento que ocurre en el miembro. El valor M_2 es siempre positivo, lb.·pulg.
- $M_{2,min}$ = valor mínimo de M_2 , lb.·pulg.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

M_{2ns} = momento mayorado en el extremo del miembro en compresión en el cual actúa M_2 , debido a cargas que no causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado por medio de un análisis estructural elástico de primer orden, lb·pulg.

M_{2s} = momento mayorado en el extremo del miembro en compresión en el cual actúa M_2 , debido a cargas que causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado por medio de un análisis estructural elástico de primer orden, lb·pulg.

n = número de unidades, tales como ensayos de resistencia, barras, alambres, dispositivos de anclaje para torones individuales, anclajes, o brazos de una cabeza de cortante

n_ℓ = número de barras longitudinales localizadas alrededor del perímetro del núcleo de una columna con estribos de confinamiento rectilíneos que están soportados lateralmente por la esquina de un estribo de confinamiento o por ganchos sísmicos. Un paquete de barras se cuenta como una barra individual.

N_a = resistencia nominal a la adherencia en tracción de un solo anclaje adherido, lb.

N_{ag} = resistencia nominal a la adherencia en tracción de un grupo de anclajes adheridos, lb.

N_b = resistencia básica al arrancamiento del concreto en tracción de un solo anclaje en concreto fisurado, lb.

N_{ba} = resistencia básica a la adherencia en tracción de un solo anclaje adherido, lb.

N_c = fuerza resultante en tracción en la porción de la sección de concreto que está sometida a los esfuerzos de tracción debidos a los efectos combinados de las cargas de servicio y el preesfuerzo efectivo, lb.

N_{cb} = resistencia nominal al arrancamiento del concreto en tracción de un solo anclaje, lb.

N_{cbg} = resistencia nominal al arrancamiento del concreto en tracción de un grupo de anclajes, lb.

N_{cp} = resistencia básica al desprendimiento del concreto por cabeceo de un solo anclaje, lb.

N_{cpg} = resistencia básica al desprendimiento del concreto por cabeceo de un grupo de anclajes, lb.

N_n = resistencia nominal en tracción, lb.

N_p = resistencia a la extracción por deslizamiento por tracción de un solo anclaje en concreto fisurado, lb.

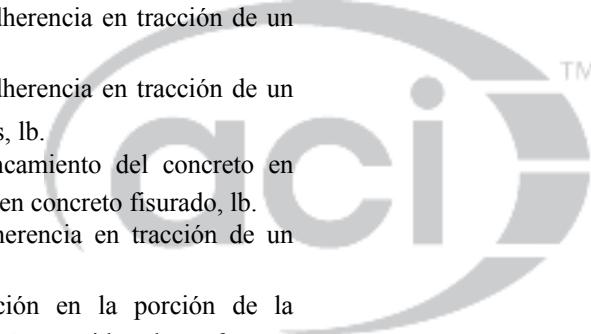
N_{pn} = resistencia nominal a la extracción por deslizamiento por tracción de un solo anclaje, lb.

N_{sa} = resistencia nominal de un solo anclaje o de un anclaje individual dentro de un grupo de anclajes en tracción determinada por la resistencia del acero, lb.

N_{sb} = resistencia al desprendimiento lateral de un solo anclaje, lb.

n_t = número de hilos por pulg. en una rosca o tornillo

N = fuerza de tracción que actúa sobre un anclaje o grupo de anclajes, lb.



REGLAMENTO**COMENTARIO**

- 2** N_{sbg} = resistencia al desprendimiento lateral de un grupo de anclajes, lb.
- N_u = carga axial mayorada normal a la sección transversal, que ocurre simultáneamente con V_u o T_u ; debe tomarse como positiva para compresión y como negativa para tracción, lb.
- N_{ua} = fuerza mayorada de tracción aplicada a un anclaje o a un anclaje individual dentro de un grupo de anclajes, lb.
- $N_{ua,g}$ = fuerza mayorada total en tracción aplicada a un grupo de anclajes, lb.
- $N_{ua,i}$ = fuerza mayorada en tracción aplicada al anclaje que esté sometido a los esfuerzos más altos dentro de un grupo de anclajes, lb.
- $N_{ua,s}$ = fuerza mayorada permanente en tracción, lb.
- N_{uc} = fuerza horizontal de tracción mayorada que actúa simultáneamente con V_u en la parte superior de una ménsula o cartela, para ser tomada como positiva para tracción, lb.
- p_{cp} = perímetro exterior de la sección transversal de concreto, pulg.
- p_h = perímetro de la línea central del refuerzo transversal para torsión localizado más cerca del exterior de la sección, pulg.
- P_c = carga crítica de pandeo, lb.
- P_n = resistencia nominal a carga axial de la sección transversal, lb.
- $P_{n,max}$ = máximo valor de la resistencia nominal a la compresión de un miembro, lb.
- P_{nt} = resistencia nominal a la tracción axial de un miembro, lb.
- $P_{nt,max}$ = máximo valor de la resistencia nominal a tracción de un miembro, lb.
- P_o = resistencia axial nominal para una excentricidad igual a cero, lb.
- P_{pu} = fuerza mayorada de preesforzado en el dispositivo de anclaje, lb.
- P_s = carga axial no mayorada a media altura de la sección de diseño, incluyendo los efectos de peso propio, lb.
- P_u = fuerza axial mayorada; debe tomarse como positiva para compresión y negativa para tracción, lb.
- $P\Delta$ = momento secundario debido a la deflexión lateral, pulg.-lb.
- q_{Du} = carga muerta mayorada por unidad de área, lb./pie²
- q_{Lu} = carga viva mayorada por unidad de área, lb./pie²
- q_u = carga mayorada por unidad de área
- Q = índice de estabilidad de un piso
- r = radio de giro de la sección transversal, pulg.
- R = efecto de las cargas de servicio por lluvia

$P\delta$ = momento secundario debido a la esbeltez individual del miembro, lb.pulg.

R = reacción, lb.

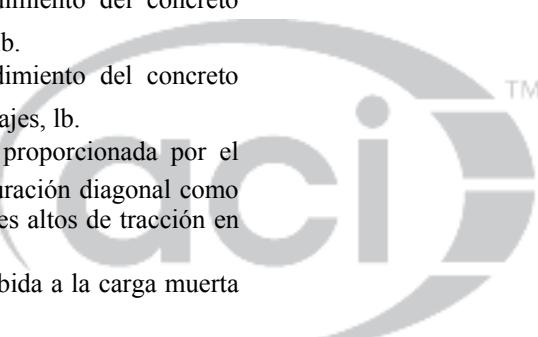
REGLAMENTO**COMENTARIO**

s	= espaciamiento medido centro a centro de unidades tales como refuerzo longitudinal, refuerzo transversal, tendones de preesfuerzo, alambres, o anclajes, pulg.	
s_i	= espaciamiento centro a centro del refuerzo en la fila i adyacente a la superficie de un miembro, pulg.	
s_o	= espaciamiento centro a centro del refuerzo transversal dentro de una longitud ℓ_o , pulg.	
s_s	= desviación estándar de la muestra, lb./pulg. ²	
s_w	= distancia libre entre almas de vigas adyacentes, pulg.	
s_2	= espaciamiento centro a centro del refuerzo longitudinal de cortante o torsión, pulg.	
S	= efecto de las cargas de servicio por nieve	
S_e	= momento, fuerza cortante o carga axial en la conexión correspondiente al desarrollo de la resistencia probable en los lugares seleccionados para que ocurra fluencia, basados en el mecanismo dominante de la deformación inelástica lateral, considerando tanto los efectos de carga por gravedad como por sismo	
S_m	= módulo elástico de la sección, pulg. ³	
S_n	= momento nominal a flexión, carga axial, a cortante o a aplastamiento de la conexión	
S_y	= resistencia a la fluencia de la conexión, basada en f_y , para fuerza axial, momento o cortante, lb./pulg. ²	
t	= espesor de la pared de una sección con vacíos, pulg.	
t_f	= espesor del ala, pulg.	
T	= efectos acumulados de variación de temperatura, flujo plástico, retracción de fraguado, asentamiento diferencial, y concreto de compensación de retracción	T = fuerza de tracción que actúa sobre una zona nodal, lb. (T también se utiliza para definir los efectos acumulativos en servicio de variación de la temperatura, flujo plástico, retracción, asentamientos diferenciales, y concreto de compensación de retracción en las combinaciones de carga definidas en 5.3.6)
		T_{burst} = fuerza de tracción en la zona general, que actúa adelante del dispositivo de anclaje causada por la propagación de la fuerza del anclaje, lb.
T_{cr}	= momento de fisuración por torsión, lb.·pulg.	
T_t	= carga total de ensayo, lb.	
T_{th}	= momento de umbral de torsión, lb.·pulg.	
T_n	= resistencia nominal a torsión, lb.·pulg.	
T_u	= torsión mayorada en la sección, lb.·pulg.	
U	= resistencia de un miembro o sección transversal requerida para resistir las cargas mayoradas o momentos y fuerzas internas en las combinaciones estipuladas por este Reglamento	
v_c	= esfuerzo correspondiente a la resistencia nominal a cortante de dos direcciones proporcionada por el concreto, lb./pulg. ²	
v_n	= esfuerzo equivalente del concreto correspondiente a la resistencia nominal a cortante en dos direcciones de una losa o zapata, lb./pulg. ²	
v_s	= esfuerzo equivalente del concreto correspondiente a la resistencia nominal a cortante en dos direcciones proporcionado por el refuerzo, lb./pulg. ²	

REGLAMENTO**COMENTARIO**

v_u	= esfuerzo máximo de cortante de dos direcciones mayorado calculado alrededor del perímetro de una sección crítica dada, lb./pulg. ²
v_{ug}	= esfuerzo cortante mayorado en la sección crítica para acción en dos direcciones debido a cargas gravitacionales sin incluir la transferencia de momento, lb./pulg. ²
V_b	= resistencia básica al arrancamiento por cortante de un solo anclaje en concreto fisurado, lb.
V_c	= resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto, lb.
V_{cb}	= resistencia nominal a arrancamiento del concreto por cortante de un solo anclaje, lb.
V_{cbg}	= resistencia nominal al arrancamiento del concreto al cortante de un grupo de anclajes, lb.
V_{ci}	= resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto cuando se produce la fisuración diagonal como resultado de la combinación de cortante y momento, lb.
V_{cp}	= resistencia nominal a desprendimiento del concreto por cabeceo de un solo anclaje, lb.
V_{cpq}	= resistencia nominal a desprendimiento del concreto por cabeceo de un grupo de anclajes, lb.
V_{cw}	= resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto cuando se produce fisuración diagonal como resultado de esfuerzos principales altos de tracción en el alma, lb.
V_d	= fuerza cortante en la sección debida a la carga muerta no mayorada, lb.
V_e	= fuerza cortante de diseño para combinaciones de carga que incluyan efectos sísmicos, lb.
V_i	= fuerza cortante mayorada en la sección, debida a cargas aplicadas externamente que se presentan simultáneamente con M_{max} , lb.
V_n	= resistencia nominal a cortante, lb.
V_{nh}	= resistencia nominal a cortante horizontal, lb.
V_p	= componente vertical de la fuerza efectiva de preesforzado en una sección, lb.
V_s	= resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante, lb.
V_{sa}	= resistencia nominal a cortante de un solo anclaje o de un anclaje individual dentro de un grupo de anclajes determinada por la resistencia del acero, lb.
V_u	= fuerza cortante mayorada en la sección, lb.
V_{ua}	= fuerza cortante mayorada aplicada a un anclaje solo o a un grupo de anclajes, lb.
$V_{ua,g}$	= fuerza cortante mayorada total aplicada a un grupo de anclajes, lb.

V = fuerza cortante que actúa sobre un anclaje o grupo de anclajes, lb.



REGLAMENTO**COMENTARIO**

- $V_{ua,i}$ = fuerza cortante mayorada aplicada al anclaje que esté sometido a los esfuerzos más altos dentro de un grupo de anclajes, lb.
- V_{uh} = fuerza cortante mayorada aplicada a lo largo de la interface horizontal del miembro de concreto compuesto para flexión, lb.
- V_{us} = cortante horizontal mayorado en un piso, lb.

- w_c = densidad, peso unitario, del concreto de peso normal o densidad de equilibrio del concreto liviano, lb./pie³

- w_u = carga mayorada por unidad de longitud de viga, o losa en una dirección, lb./pulg.

- W = efecto de la carga por viento

- x = menor dimensión de la parte rectangular de una sección transversal, pulg.

- y = mayor dimensión de la parte rectangular de una sección transversal, pulg.

- y_t = distancia desde el eje que pasa por el centroide de la sección bruta a la cara en tracción, sin considerar el refuerzo, pulg.

- α = ángulo que define la orientación del refuerzo

- α_c = coeficiente que define la contribución relativa de la resistencia del concreto a la resistencia nominal a cortante del muro

- α_f = relación entre la rigidez a flexión de una sección de viga y la rigidez a flexión de una franja de losa limitada lateralmente por los ejes centrales de los paneles adyacentes (si los hay) a cada lado de la viga

- α_{fm} = valor promedio de α_f para todas las vigas en los bordes de un panel

- α_{f1} = α_f en la dirección de ℓ_1

- α_{f2} = α_f en la dirección de ℓ_2

- α_i = ángulo entre el eje de un puntal y las barras en la fila i del refuerzo que atraviesa ese puntal

- α_s = constante usada para calcular V_c en losas y zapatas

- α_v = relación de rigidez a la flexión entre el brazo de una cabeza de cortante y la sección de losa compuesta que lo rodea

- α_1 = dirección del refuerzo distribuido en un puntal

- α_2 = dirección del refuerzo ortogonal a α_1 en un puntal

- β = relación de la dimensión larga a corta: de las luces

- V_{\parallel} = máxima fuerza cortante aplicada en dirección paralela al borde, lb.

- V_{\perp} = máxima fuerza cortante aplicada en dirección perpendicular al borde, lb.

- w_s = ancho efectivo de un puntal perpendicular a su eje, pulg.

- w_t = altura efectiva del concreto concéntrico con un tensor, utilizado para dimensionar la zona nodal, pulg.

- $w_{t,\max}$ = máxima altura efectiva del concreto concéntrico con un tensor, pulg.

- W_a = carga de viento a nivel de servicio, lb.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

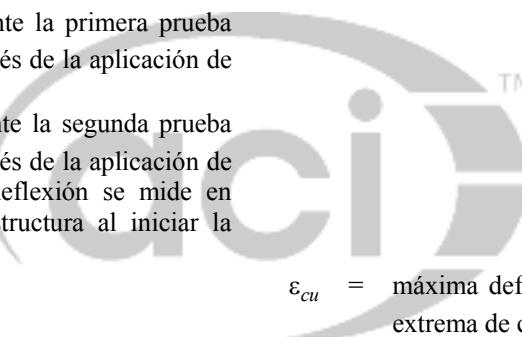
- 2** libres para losas en dos direcciones, Capítulo 8; de los lados de una columna, del área de carga concentrada o de reacción; o de los lados de una zapata
- β_b = relación entre el área del refuerzo suspendido en una sección y el área total del refuerzo en tracción de la sección
- β_{dns} = relación utilizada para calcular la reducción de rigidez de las columnas debido a las cargas axiales permanentes
- β_{ds} = relación entre el cortante permanente mayorado máximo dentro de un mismo piso al máximo cortante mayorado de ese piso asociado con la misma combinación de carga
- β_n = factor para calcular el efecto del anclaje de los tensores en la resistencia efectiva a la compresión de una zona de nodo
- β_s = factor para tener en cuenta el efecto del refuerzo de confinamiento y la fisuración en la resistencia efectiva a la compresión del concreto en un puntal
- β_t = relación 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
- β_1 = factor que relaciona la profundidad de bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro
- γ_f = factor utilizado para determinar la fracción de M_{sc} transmitido por flexión de la losa en las conexiones losa-columna
- γ_p = factor por tipo de acero de preesforzado
- γ_s = factor utilizado para determinar la porción del refuerzo localizado en la banda central de una zapata
- γ_v = factor que se utiliza para determinar la fracción de M_{sc} transmitido por excentricidad de cortante en las conexiones losa columna
- δ = factor de magnificación de momento para tener en cuenta los efectos de la curvatura entre los extremos del miembro en compresión
- δ_s = factor de magnificación de momento en pórticos no arriostrados contra desplazamiento lateral, para tener en cuenta la deriva lateral causada por las cargas gravitacionales y laterales
- δ_u = desplazamiento de diseño, pulg.
- Δ_{cr} = deflexión fuera del plano, calculada a media altura del muro, correspondiente al momento de fisuración, M_{cr} , pulg.
- Δf_p = aumento en el esfuerzo en los aceros de preesforzado debido a las cargas mayoradas, lb./pulg.²
- Δf_{ps} = esfuerzo en el acero de preesforzado bajo cargas de servicio menos el esfuerzo de descompresión, lb./pulg.²

Δf_{pt} = diferencia entre el esfuerzo que puede ser desarrollado en el torón en la sección bajo

REGLAMENTO**COMENTARIO**

- Δ_n = deflexión fuera del plano calculada a media altura del muro correspondiente a la capacidad nominal a flexión, M_n , pulg.
- Δ_o = desplazamiento lateral relativo (deriva) medido entre la parte superior e inferior de un piso debido a V_{us} , pulg.
- Δ_r = deflexión residual medida 24 horas después de la remoción de la carga de prueba. Para la primera prueba de carga, la deflexión residual se mide en relación con la posición de la estructura al inicio de la prueba de carga. En la segunda prueba de carga, la deflexión residual se mide en relación con la posición de la estructura al iniciar la segunda prueba de carga, pulg.
- Δ_s = máxima deflexión fuera del plano debida a las cargas de servicio, pulg.
- Δ_u = deflexión fuera del plano calculada a media altura del muro debida a las cargas mayoradas, pulg.
- Δ_x = deriva de piso de diseño del piso x , pulg.
- Δ_1 = deflexión máxima medida durante la primera prueba de carga, medida 24 horas después de la aplicación de la carga de prueba total, pulg.
- Δ_2 = deflexión máxima medida durante la segunda prueba de carga, medida 24 horas después de la aplicación de la carga de prueba total. La deflexión se mide en relación a la posición de la estructura al iniciar la segunda prueba de carga, pulg.

consideración y el esfuerzo requerido para resistir los momentos flectores mayorados en la sección, M_u/ϕ , lb./pulg.²

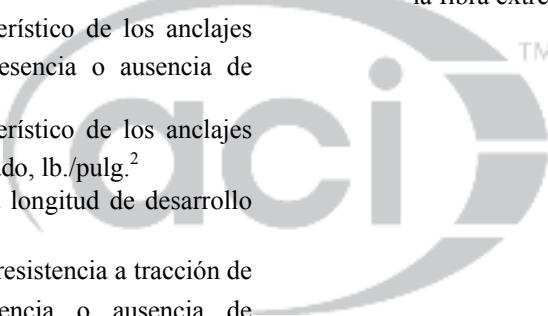


$$\varepsilon_{cu} = \text{máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión}$$

- ε_t = deformación unitaria neta en tracción en el acero longitudinal extremo en tracción, en el estado de resistencia nominal, excluyendo las deformaciones unitarias causadas por preesfuerzo efectivo, flujo plástico, retracción de fraguado, y variación de temperatura
- ε_{ty} = valor del deformación unitaria neta en tracción en el acero longitudinal extremo en tracción, usado para definir una sección controlada por compresión
- θ = ángulo entre el eje de un puntal, diagonal de compresión, o campo de compresión y la cuerda de tracción de un miembro
- λ = factor de modificación que tiene en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del concreto de peso liviano, relativa a los concretos de peso normal de igual resistencia a la compresión
- λ_a = factor de modificación que tiene en cuenta la reducción de las propiedades mecánicas del concreto liviano en algunas aplicaciones de anclaje al concreto
- λ_Δ = multiplicador usado para deflexiones adicionales debidas a efectos de largo plazo
- μ = coeficiente de fricción
- ξ = factor que depende del tiempo para cargas sostenidas

REGLAMENTO**COMENTARIO**

ρ	= cuantía del refuerzo A_s evaluada sobre el área bd	
ρ'	= cuantía del refuerzo A'_s evaluada sobre el área bd	
ρ_ℓ	= relación entre el área de refuerzo longitudinal distribuido al área bruta de concreto perpendicular a este refuerzo	
ρ_p	= cuantía de refuerzo A_{ps} evaluada sobre el área bd_p	
ρ_s	= relación entre el volumen de refuerzo en espiral y el volumen total del núcleo confinado por la espiral, medido hasta el diámetro exterior de la espiral	
ρ_t	= cuantía del área de refuerzo transversal distribuido al área bruta de concreto de una sección perpendicular a este refuerzo	
ρ_v	= relación entre el área de estribos y el área de la superficie de contacto	
ρ_w	= cuantía del área de refuerzo A_s evaluada sobre el área $b_w d$	
ϕ	= factor de reducción de resistencia	
τ_{cr}	= esfuerzo de adherencia característico de los anclajes adheridos con base en la presencia o ausencia de fisuración, lb./pulg. ²	
τ_{uncr}	= esfuerzo de adherencia característico de los anclajes adheridos en concreto no fisurado, lb./pulg. ²	
Ψ_c	= factor de modificación para la longitud de desarrollo basada en el recubrimiento	
$\Psi_{c,N}$	= factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes con base en presencia o ausencia de fisuración en el concreto	
$\Psi_{cp,N}$	= factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes postinstalados utilizados en concreto no fisurado y sin refuerzo suplementario y cuyo objetivo es tener en cuenta los esfuerzos de tracción por hendimiento causados por la instalación	
$\Psi_{cp,Na}$	= factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes adheridos utilizados en concreto no fisurado y sin refuerzo suplementario y cuyo objetivo es tener en cuenta los esfuerzos de tracción por hendimiento causados por la instalación	
$\Psi_{c,P}$	= factor de modificación para la resistencia a la extracción por deslizamiento con base en la presencia o ausencia de fisuración en el concreto	
$\Psi_{c,V}$	= factor de modificación para resistencia a cortante de anclajes con base en la presencia o ausencia de fisuración en el concreto y la presencia o ausencia de refuerzo suplementario	
Ψ_e	= factor de modificación para la longitud de desarrollo con base en el recubrimiento del refuerzo	
$\Psi_{ec,N}$	= factor de modificación para la resistencia a tracción de	
		ς = símbolo del exponente en la ecuación de interacción entre fuerzas de tracción y cortante.
		ϕ_K = factor de reducción de rigidez
		σ = esfuerzo nominal de compresión en el concreto de la fibra extrema del borde de un muro, lb./pulg. ²



REGLAMENTO**COMENTARIO**

anclajes con base en la excentricidad de las cargas aplicadas

$\psi_{ec,Na}$ = factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes adheridos debido a la excentricidad de las cargas aplicadas

$\psi_{ec,V}$ = factor de modificación para la resistencia a cortante de anclajes con base en la excentricidad de las cargas aplicadas

$\psi_{ed,N}$ = factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes con base en la proximidad a los bordes del miembro de concreto

$\psi_{ed,Na}$ = factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes adheridos debido a la proximidad de los bordes del miembro de concreto

$\psi_{ed,V}$ = factor de modificación para la resistencia a cortante de anclajes con base en la proximidad a los bordes del miembro de concreto

$\psi_{h,V}$ = factor de modificación para la resistencia a cortante de anclajes colocados en miembros de concreto con $h_a < 1.5c_a$

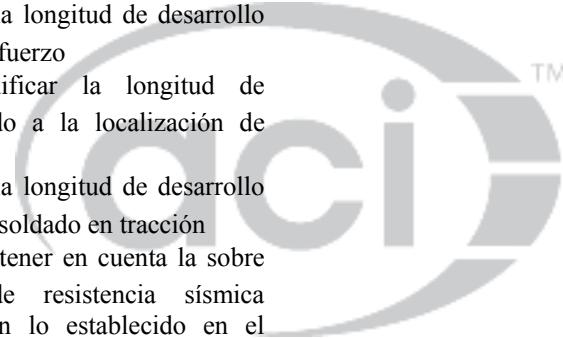
Ψ_r = factor de modificación para la longitud de desarrollo con base en el refuerzo de confinamiento

ψ_s = factor de modificación para la longitud de desarrollo con base en el diámetro del refuerzo

Ψ_t = factor utilizado para modificar la longitud de desarrollo en tracción debido a la localización de vaciado del concreto

ψ_w = factor de modificación para la longitud de desarrollo del alambre corrugado electrosoldado en tracción

Ω_0 = factor de amplificación para tener en cuenta la sobre resistencia del sistema de resistencia sísmica determinado de acuerdo con lo establecido en el reglamento general de construcción

**2.3 – Terminología**

ábaco (drop panel) — Proyección debajo de la losa usada para reducir la cantidad de refuerzo negativo sobre una columna o el espesor mínimo requerido para una losa, y para aumentar la resistencia a cortante de la losa.

adhesivo (adhesive) — Componentes químicos provenientes de polímeros orgánicos, o de una combinación de polímeros orgánicos y materiales inorgánicos, que al mezclarse inician un proceso de curado.

aditamento (attachment) — Un dispositivo estructural, externo a la superficie del concreto, que transmite o recibe fuerzas del anclaje.

aditivo (admixture) — Material distinto del agua, de los agregados o del cemento hidráulico, utilizado como componente del concreto, y que se añade a éste antes o durante su mezclado con el fin de modificar sus propiedades.

agregado (aggregate) — Material granular, tal como arena, grava, piedra triturada y escoria de hierro de alto horno, empleado con un medio cementante para formar concreto o mortero.

agregado liviano (lightweight aggregate) — Agregado que cumple con los requisitos de la ASTM C330 y que tiene una

R2.3 – Terminología

agregado liviano (lightweight aggregate) — En algunas normas, el término “agregado liviano” se está reemplazando

REGLAMENTO

2 densidad cuando está suelto y seco de 70 lb./pie³ o menos, determinado según la ASTM C29.

altura útil de la sección (effective depth of section) — La distancia medida desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal sometido a tracción.

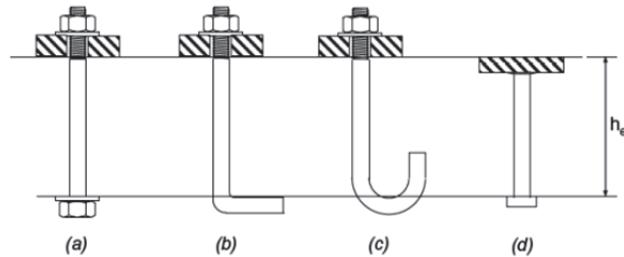
análisis con elementos finitos (Finite element analysis) — Un procedimiento de modelaje analítico en el cual la estructura se divide en un número de elementos discretos para el análisis.

anclaje (anchor) — Un dispositivo de acero ya sea preinstalado antes de colocar el concreto o postinstalado en un miembro de concreto endurecido, y usado para transmitir fuerzas aplicadas al concreto

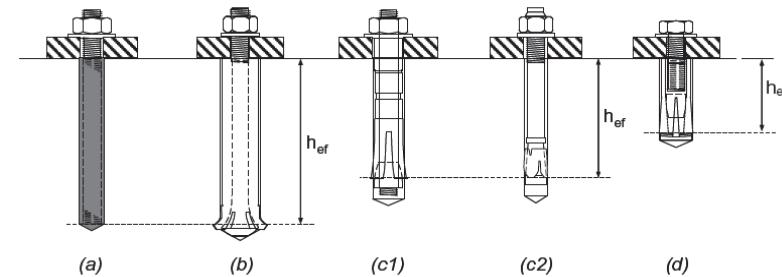
COMENTARIO

por el término “agregado de baja densidad”.

anclaje (anchor) — Los anclajes preinstalados incluyen los tornillos con cabeza, tornillos con extremo con forma de gancho (J o L) y pernos con cabeza. Los anclajes postinstalados incluyen anclajes de expansión, anclajes con sobreperforación en su base y anclajes adheridos. Los elementos de acero para anclajes adheridos incluyen barras roscadas, barras corrugadas de refuerzo, o camisas de acero roscadas internamente y con deformaciones externas. Los tipos de anclaje se muestran en la Fig. R2.1.



A. Anclajes preinstalados: (a) Tornillo con cabeza hexagonal y arandela, (b) Tornillo en L, (c) Tornillo en J, (d) Perno con cabeza soldada



B. Anclajes postinstalados: (a) Anclaje adherido, (b) Anclaje con sobreperforación en su base, (c) Anclajes de expansión de torque controlado: (c1) Con camisa, (c2) Tipo perno, (d) Anclaje de expansión de desplazamiento controlado tipo pasante.

Fig. R2.1 — Tipos de anclajes



Fig. R2.2 — Posibles orientaciones de pernos de cabeza, horizontales e inclinados hacia arriba.

anclaje horizontal o inclinado hacia arriba (horizontal or upwardly inclined anchor) — Un anclaje instalado en una perforación taladrada horizontalmente o en una perforación con una orientación que esté por encima de la horizontal.

anclaje postinstalado (post-installed anchor) — Un anclaje instalado en concreto endurecido. Los anclajes adheridos, de

anclaje horizontal o inclinado hacia arriba (horizontal or upwardly inclined anchor) — La Fig. RD2.2 ilustra las inclinaciones posibles de la perforación para anclajes horizontales o inclinados hacia arriba.

REGLAMENTO

expansión y con sobreperforación en su base y son ejemplos de anclajes postinstalados

anclaje adherido (adhesive anchor) — Un anclaje postinstalado que se inserta en una perforación realizada en concreto endurecido de un diámetro no mayor de 1.5 veces el diámetro del anclaje y que transfiere cargas al concreto por adherencia entre el anclaje y el adhesivo y entre el adhesivo y el concreto.

COMENTARIO

anclaje adherido (adhesive anchor) — El modelo de diseño contenido en el Capítulo 17 para anclajes adheridos está basado en el comportamiento de anclajes colocados en perforaciones cuyo diámetro no excede 1.5 veces el diámetro del anclaje. Los anclajes colocados en perforaciones con un diámetro mayor de 1.5 veces el diámetro del anclaje se comportan de una forma diferente y por esta razón están excluidos del alcance del Reglamento y del ACI 355.4. Para limitar la retracción y reducir el desplazamiento bajo carga, la mayoría de los sistemas de anclajes adheridos requieren que el espacio libre anular sea tan pequeño como sea posible pero al mismo tiempo lo suficiente para permitir la inserción del elemento de anclaje en la perforación llena de adhesivo y garantizando que toda el área de la superficie del anclaje quede cubierta de adhesivo. El espacio libre anular es generalmente más grande para barras de refuerzo que para barras roscadas. El diámetro requerido para la perforación está indicado en las instrucciones impresas del fabricante del anclaje (MPI).

anclaje de expansión (expansion anchor) — Los anclajes de expansión pueden ser controlados por torque, en los cuales la expansión se logra por medio de un torque que actúa sobre el tornillo, o controlados por desplazamiento, donde la expansión se logra por medio de fuerzas de impacto que actúan en una camisa o tapón y la expansión se controla por medio de la distancia que la camisa o tapón debe recorrer.

anclaje de expansión (expansion anchor) — Un anclaje postinstalado, insertado en el concreto endurecido, que transfiere cargas hacia y desde el concreto por apoyo directo o fricción, o ambos.

anclaje con sobreperforación en su base (undercut anchor) — Un anclaje postinstalado que desarrolla su resistencia a la tracción con base en un mecanismo de trabazón proporcionado por la sobreperforación del concreto en el extremo embebido del anclaje. La sobreperforación se logra con un taladro especial antes de instalar el anclaje o de manera alternativa, por medio del mismo anclaje durante su instalación.

anclaje preinstalado (cast-in anchor) — Un tornillo con cabeza, perno con cabeza, o tornillo con gancho, instalado antes de colocar el concreto

tornillo con cabeza (headed bolt) — Un anclaje de acero preinstalado que desarrolla su resistencia a la tracción a través de trabazón mecánica proporcionada por una cabeza o tuerca en el extremo embebido del anclaje

tornillo con gancho (hooked bolt) — Un anclaje preinstalado embebido, anclado principalmente por el efecto de aplastamiento de un doblez en 90 grados (extremo en L) o un gancho en 180 grados (extremo en J) contra el concreto, en su extremo embebido, con un valor mínimo e_h de $3d_a$.

perno con cabeza (headed stud) — Un anclaje de acero que cumple con los requisitos de la AWS D1.1, fijado a una platina o aditamento de acero similar, mediante el proceso de soldadura de arco, antes de colocar el concreto. También se le conoce como **perno soldado con cabeza**.

área de influencia proyectada (projected influence area) — Área definida por líneas rectas en la superficie del miembro de concreto que se utiliza para calcular la resistencia a la adherencia de anclajes adheridos.

área proyectada (projected area) — El área en la superficie libre del miembro de concreto que se usa para representar la base mayor de la superficie de falla rectilínea supuesta.

REGLAMENTO

COMENTARIO

2 autoridad competente (building official) — Término utilizado en el reglamento general para identificar la persona encargada de administrar y vigilar el cumplimiento de lo requerido por el reglamento. Los términos tales como comisionado de edificaciones o inspector de edificaciones son variaciones de este título, y el término “autoridad competente” utilizado en este Reglamento, se supone que cubre estas variantes y otras que se utilizan con la misma connotación.

barras corrugadas con cabeza (headed deformed bars) — Barras de refuerzo corrugado con cabezas unidas a uno o a ambos extremos.

base de la estructura (base of structure) — Nivel al cual se supone que los movimientos horizontales del suelo producidos por un sismo se imparten a la edificación. Este nivel no necesariamente coincide con el nivel del terreno.

camisa de espaciamiento (distance sleeve) — Una camisa que envuelve la parte central de un anclaje con sobreperforación en su base, de un anclaje de expansión de torsión controlada o de un anclaje de expansión de desplazamiento controlado, pero que no se expande.

camisa de expansión (expansion sleeve) — La parte externa de un anclaje de expansión que es forzada hacia afuera por la parte central, ya sea aplicando una torsión o un impacto, para apoyarse contra los lados de un orificio perforado previamente. Véase también Anclaje de expansión.

capitel de columna (column capital) — Ensanchamiento del extremo superior de una columna de concreto ubicada directamente bajo la losa o ábaco y construida monolíticamente con la columna.

cargas (loads) — Fuerzas y otras acciones que resultan del peso de los materiales de construcción, los ocupantes y sus enseres, efectos ambientales, movimientos diferenciales, y cambios volumétricos restringidos. Las cargas permanentes corresponden a cargas cuyas variaciones en el tiempo son excepcionales o de magnitud pequeña. Todas las demás cargas se consideran cargas variables.

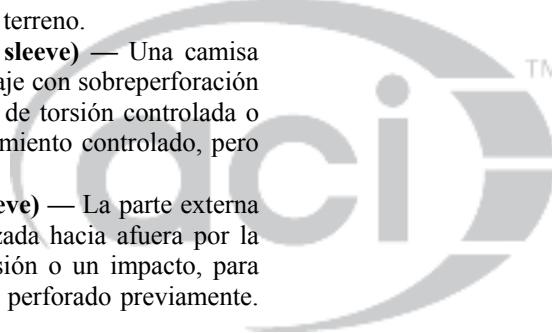
carga de servicio (service load) — Todas las cargas, estáticas y transitorias, que se imponen a una estructura, o elemento de ella, durante la operación de la edificación, sin factores de carga.

carga mayorada (factored load) — La carga, multiplicada por los factores de carga apropiados.

carga muerta (dead load) — (a) El peso de los miembros soportados por la estructura, y los aditamentos o accesorios permanentes que probablemente estén presentes en una estructura en servicio; o (b) las cargas que se definen como tales en el reglamento general de construcción; sin factores de carga.

carga viva (live load) — (a) La carga que no se aplica en forma permanente a la estructura, pero que es probable que ocurra durante su vida de servicio (excluyendo las cargas

barras corrugadas con cabeza (headed deformed bars) — El área de apoyo de una barra corrugada con cabeza es, en gran medida, perpendicular al eje de la barra. En contraste, el área de apoyo de la cabeza de un perno con cabeza es una superficie de revolución espacial no planar, como se muestra en la figura R20.5.1. Los dos tipos de refuerzo difieren en otros sentidos. El fuste del perno con cabeza es liso mientras que el de la barra corrugada con cabeza es corrugado. Se permite que el área mínima de apoyo neta de la cabeza de una barra corrugada con cabeza sea tan pequeña como cuatro veces el área de la barra. En contraste, el área mínima de un perno con cabeza no se encuentra especificada en términos del área de apoyo, sino por el área total de la cabeza que debe ser al menos 10 veces el área del fuste.



cargas (loads) — Se dan varias definiciones para las cargas, dado que el Reglamento contiene los requisitos que se deben cumplir a diversos niveles de carga. Los términos “carga muerta” y “carga viva” se refieren a las cargas sin factores de carga, algunas veces denominadas cargas de “servicio”, definidas o especificadas en el reglamento de construcción general. Las cargas de servicio (cargas sin factores de carga) deben emplearse donde lo establece el Reglamento, para diseñar o verificar miembros de manera que tengan un adecuado funcionamiento. Las cargas utilizadas para diseñar un miembro de tal manera que tenga una resistencia adecuada se definen como cargas mayoradas. Las cargas mayoradas son cargas de servicio multiplicadas por los factores de carga apropiados para obtener la resistencia requerida excepto para viento y sismo los cuales se definen al nivel de resistencia en ASCE/SEI-7. La terminología de cargas mayoradas aclara donde se aplican los factores de carga a una carga, momento, o valor de cortante como se requiere en el Reglamento.

REGLAMENTO

ambientales); o (b) cargas que cumplen los criterios específicos descritos en el reglamento general de construcción; sin factores de carga.

carga viva de cubierta (roof live load) — Carga en la cubierta o techo producida por: (a) durante los trabajos de mantenimiento por los trabajadores, equipos y materiales; y (b) durante la vida de la estructura, por objetos móviles, como plantas u otros accesorios decorativos que no se relacionan con la ocupación; o cargas que cumplen los criterios específicos descritos en el reglamento general de construcción; sin factores de carga.

Categoría de Diseño Sísmico (Seismic Design Category) — Clasificación que se asigna a una estructura con base en su tipo de ocupación y en la severidad de los movimientos sísmicos del terreno para diseño en el lugar, como se define el reglamento general de construcción. También se denomina con la abreviatura CDS.

cercha estructural (structural truss) — Entramado de miembros de concreto reforzado sometidos principalmente a fuerzas axiales.

colector (collector) — Elemento que actúa en tracción o compresión axial para transmitir fuerzas entre un diafragma estructural y los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.

columna (column) — Miembro, usualmente o predominantemente vertical, usado principalmente para resistir carga axial de compresión, pero que también puede resistir momentos, cortantes o torsión. Para un miembro de sección variable, la menor dimensión lateral corresponde al promedio de las dimensiones superior e inferior del lado menor. Las columnas usadas como parte del sistema resistente ante fuerzas laterales resisten las cargas axial, momento y cortante combinadas. Véase también pórtico resistente a momento.

combinación de carga de diseño (design load combination) — Combinación de cargas y fuerzas mayoradas.

concreto (concrete) — Mezcla de cemento pótland o cualquier otro cemento hidráulico, agregado fino, agregado grueso y agua, con o sin aditivos.

concreto completamente liviano (all-lightweight concrete) — Concreto de peso liviano que contiene agregado fino y grueso de peso liviano solamente y que cumple con lo especificado en ASTM C330.

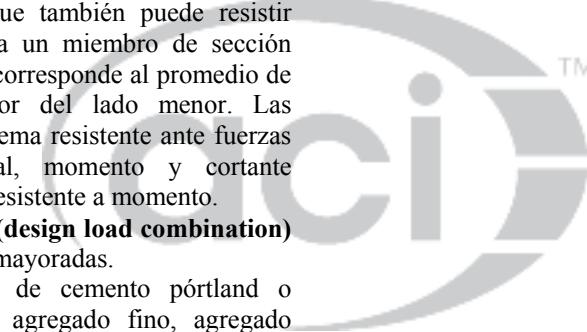
concreto de peso normal (normalweight concrete) — Concreto que contiene agregados finos y gruesos que cumplen con lo especificado en ASTM C33.

concreto estructural (structural concrete) — Concreto utilizado con propósitos estructurales incluyendo concreto simple y reforzado.

concreto liviano (lightweight concrete) — Concreto con agregado liviano que tiene una densidad de equilibrio, tal como la define ASTM C567, entre 90 y 115 lb./pie³.

concreto liviano de arena de peso normal (sand-lightweight concrete) — Concreto liviano que contiene agregados finos de peso normal y que cumple con lo especificado en la ASTM C33 y agregados gruesos de peso liviano que cumplen con lo especificado en la ASTM C330.

COMENTARIO



concreto de peso normal (normalweight concrete) — En general, el concreto de peso normal tiene una densidad (peso unitario) entre 135 y 160 lb./pie³, y comúnmente se toma entre 145 y 150 lb./pie³.

concreto liviano de arena de peso normal (sand-lightweight concrete) — Según la definición del Reglamento, el “concreto liviano con arena de peso normal” es el concreto 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. Con el fin que las disposiciones de este Reglamento se

REGLAMENTO

COMENTARIO

2

concreto no preeforzado (non prestressed concrete) — Concreto reforzado con al menos la mínima cuantía de refuerzo no preeforzado, o para losas en dos direcciones, con menos de la cuantía mínima de refuerzo preeforzado.

concreto preeforzado (prestressed concrete) — Concreto al que se le han introducido esfuerzos internos con el fin de reducir los esfuerzos potenciales de tracción en el concreto causados por las cargas de servicio.

concreto prefabricado (precast concrete) — Elemento de concreto estructural construido en un lugar diferente de su ubicación final en la estructura.

concreto reforzado (reinforced concrete) — Concreto reforzado con no menos de las cuantías mínimas de refuerzo preeforzado o no preeforzado especificadas en este Reglamento.

concreto reforzado con fibras de acero (steel fiber-reinforced concrete) — Concreto que contiene fibras de acero discontinuas, corrugadas, dispersas, y orientadas aleatoriamente.

concreto simple (plain concrete) — Concreto estructural sin refuerzo o con menos refuerzo que el mínimo especificado para concreto reforzado.

conexión (connection) — Región de la estructura donde se unen dos o más miembros. Una conexión también se refiere a una región donde se unen miembros en que uno o más son prefabricados.

conexión dúctil (ductile connection) — Conexión, entre uno o más elementos prefabricados, en la cual se presenta fluencia como consecuencia de los desplazamientos de diseño para sismo.

conexión fuerte (strong connection) — Conexión, entre uno o más elementos prefabricados, que se mantiene elástica mientras que los miembros que se conectan presentan fluencia como consecuencia de los desplazamientos de diseño para sismo.

construcción en dos direcciones (two-way construction) — Miembros diseñados para ser capaces de soportar cargas a través de flexión en dos direcciones. Dentro de esta clasificación se encuentran algunas losas y cimentaciones. Véase construcción en una dirección.

construcción en una dirección (one-way construction) — Miembros diseñados para ser capaces de soportar todas las cargas a través de la flexión en una sola dirección. Véase construcción en dos direcciones.

deformación unitaria neta en tracción (net tensile strain) — La deformación unitaria en tracción cuando se alcanza la resistencia nominal, excluidas las deformaciones unitarias debidas al preeforzado efectivo, flujo plástico, retracción y temperatura.

apliquen de la manera apropiada, deben especificarse los límites de sustitución, interpolando cuando se utilice una sustitución parcial de arena.

concreto preeforzado (prestressed concrete) — El término concreto preeforzado incluye miembros con tendones no adheridos y miembros con refuerzo de preeforzado adherido. Aunque el comportamiento de un miembro de concreto preeforzado con tendones de preefuerzo no adheridos puede variar con respecto al de miembros con tendones continuamente adheridos, el concreto preeforzado con tendones de preefuerzo adheridos y sin adherir, junto con el concreto reforzado de manera convencional, se han agrupado bajo el término genérico de “concreto reforzado”. Las disposiciones comunes al concreto preeforzado y al reforzado convencional se integran con el fin de evitar repetición o contradicción entre las disposiciones.

concreto reforzado (reinforced concrete) — Incluye miembros que cumplen con los requisitos de concreto preeforzado y no preeforzado.

concreto simple (plain concrete) — La presencia de refuerzo (preeforzado o no preeforzado) no prohíbe que el miembro sea clasificado como concreto simple.

construcción en una dirección (one-way construction) — Las viguetas, vigas, vigas maestras y algunas losas y cimentaciones se consideran construcción en una dirección.

REGLAMENTO

densidad de equilibrio (equilibrium density) — Densidad del concreto de peso liviano, determinada de acuerdo con la ASTM C567, después de estar expuesto a una humedad relativa de 50 ± 5 por ciento y a una temperatura de 73.5 ± 3.5 °F por un período de tiempo suficiente para alcanzar una densidad constante.

deriva de piso de diseño (design story drift ratio) — Diferencia relativa del desplazamiento lateral de diseño entre la parte superior e inferior de un piso, dividido por la altura del piso.

descolgado para cortante (shear cap) — Proyección bajo una losa usada para aumentar la resistencia a cortante de la losa.

desplazamiento de diseño (design displacement) — Desplazamiento lateral total calculado esperado para el sismo de diseño.

diafragma estructural (structural diaphragm) — Miembro, como una losa de piso o cubierta, que transmite fuerzas que actúan en el plano del miembro hacia los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas. Un diafragma estructural puede incluir cuerdas y colectores como parte del diafragma.

discontinuidad (discontinuity) — Cambio abrupto en la geometría o de las cargas.

dispositivo básico de anclaje para un solo torón (basic monostrand anchorage device) — Dispositivo de anclaje usado con cualquier torón individual o barra individual de 5/8 pulg., o menor diámetro de barra, que cumple con 25.8.1, 25.8.2 y 25.9.3.1a.

dispositivo básico de anclaje para varios torones (basic multistrand anchorage device) — Dispositivo de anclaje usado con varios torones, barras o alambres, o con una sola barra de más de 5/8 pulg. de diámetro que cumple con 25.8.1, 25.8.2 y 25.9.3.1b.

dispositivo de anclaje (anchorage device) — En miembros postensados, el dispositivo usado para transferir la fuerza desde el acero de preesforzado al concreto.

dispositivo especial de anclaje (special anchorage device) — Dispositivo de anclaje que cumple con los requisitos de 25.9.3.1c.

COMENTARIO

desplazamiento de diseño (design displacement) — El desplazamiento de diseño es un índice del máximo desplazamiento lateral esperado durante el diseño para el sismo de diseño. En documentos como el ASCE/SEI 7 o en el International Building Code, el desplazamiento de diseño se calcula usando un análisis elástico lineal, estático o dinámico, bajo las acciones sísmicas especificadas por el reglamento, considerando los efectos de secciones fisuradas, los efectos de torsión, los efectos de las fuerzas verticales que actúan a través de los desplazamientos laterales y los factores de modificación para calcular la respuesta inelástica esperada. En general, el desplazamiento de diseño es mayor que el desplazamiento calculado con base en fuerzas prescritas al nivel de diseño y aplicadas a un modelo linealmente elástico de la edificación.

TM

dispositivo básico de anclaje (basic anchorage device) — Dispositivos que se diseñan de tal manera que se puede verificar analíticamente el cumplimiento de los requisitos de esfuerzos de aplastamiento y rigidez sin tener que realizar los ensayos de aceptación necesarios para los dispositivos especiales de anclaje.

dispositivo de anclaje (anchorage device) — La mayoría de los anclajes para postensado son dispositivos estándar fabricados y disponibles comercialmente de diferentes fuentes. En algunos casos, se desarrollan ensamblajes, o detalles fuera de normalización que combinan varias cuñas o cuñas en forma de platina para anclar el refuerzo preesforzado. Tanto los dispositivos estándar y los que están fuera de normalización pueden clasificarse ya sea como dispositivos de anclaje básicos o dispositivos especiales de anclaje, como los define este Reglamento y AASHTO "LRFD Bridge Design Specifications".

dispositivo especial de anclaje (special anchorage device) — Un dispositivo especial de anclaje es cualquier dispositivo (para uno o varios torones) que no cumple con los esfuerzos de aplastamiento relevantes del PTI o AASHTO "LRFD

REGLAMENTO

COMENTARIO

distancia al borde (edge distance) — La distancia desde el borde de la superficie de concreto al centro del anclaje más cercano.

documentos de construcción (construction documents) — Documentos escritos y gráficos, y especificaciones del proyecto, preparados o reunidos para describir la ubicación, diseño, materiales y características físicas de los elementos de un proyecto, necesarios para obtener una licencia de construcción y realizar la construcción del proyecto.

ducto de postensado (duct) — Ducto, liso o corrugado, para colocar el acero preeforzado que se requiere para aplicar el postensado.

durabilidad (durability) — Capacidad de una estructura o miembro estructural para resistir deterioro que perjudique el comportamiento o limite la duración de servicio de la estructura en el tipo de ambiente considerado en el diseño.

elemento de borde (boundary element) — Zonas a lo largo de los bordes de los muros y de los diafragmas estructurales, incluyendo los bordes de las aberturas, reforzados con refuerzo longitudinal y transversal.

elemento dúctil de acero (ductile steel element) — Un elemento con un alargamiento medido en un ensayo de tracción de al menos 14 por ciento, y una reducción de área de al menos un 30 por ciento. Un elemento de acero que cumple con las disposiciones de ASTM A307 debe considerarse un elemento dúctil de acero, excepto en lo que se modifica para efectos símicos, las barras corrugadas de acero de refuerzo que cumplen con los requisitos de ASTM A615, A706 o A955, deben considerarse elementos dúctiles de acero.

elemento frágil de acero (brittle steel element) — Un elemento con un alargamiento medido en un ensayo de tracción menor al 14 por ciento, o una reducción en área de menos del 30 por ciento en la falla.

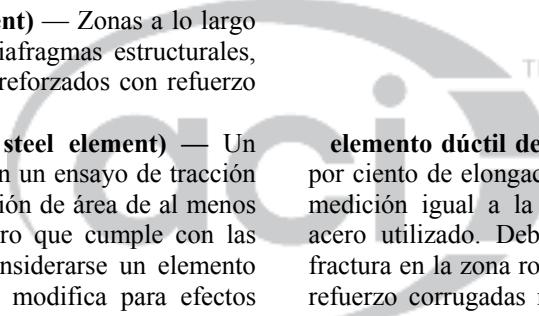
envoltura para tendones de preefuerzo no adheridos (sheathing) — Material en que encapsula el acero de preeforzado para impedir la adherencia del acero de preeforzado al concreto que lo rodea, para proporcionar protección contra la corrosión y para contener el recubrimiento inhibidor de corrosión.

espaciamiento (spacing) — Distancia medida centro a centro entre elementos adyacentes, tales como refuerzo longitudinal, refuerzo transversal, refuerzo de preeforzado o anclajes.

espaciamiento libre (clear spacing) — Menor distancia entre las superficies externas de elementos adyacentes.

estribo (stirrup) — Refuerzo empleado para resistir fuerzas cortantes y de torsión en un miembro; por lo general consiste en barras corrugadas, alambres corrugados o refuerzo electro soldado de alambre (liso o corrugado) ya sea sin dobleces o doblados en forma de L, U o en formas rectangulares, y colocados perpendicularmente o en ángulo con respecto al refuerzo longitudinal.

Bridge Design Specifications”, y cuando sean aplicables, con los requisitos de rigidez. La mayoría de los dispositivos de anclaje con varias superficies de apoyo ofrecidos comercialmente son dispositivos especiales de anclaje. Según lo indicado en 25.9.3, dichos dispositivos pueden ser usados sólo cuando hayan demostrado experimentalmente que cumplen los requisitos de AASHTO. Esta demostración de cumplimiento normalmente será suministrada por el fabricante del dispositivo.



elemento dúctil de acero (ductile steel element) — El 14 por ciento de elongación debe medirse sobre una longitud de medición igual a la especificada por la norma ASTM del acero utilizado. Debido a la preocupación respecto a una fractura en la zona roscada, debe verificarse que las barras de refuerzo corrugadas roscadas cumplen con los requisitos de resistencia de 25.5.7.1.

elemento frágil de acero (brittle steel element) — El 14 por ciento de alargamiento debe medirse sobre la longitud especificada en la norma ASTM adecuada del acero utilizado.

envoltura para tendones de preefuerzo no adheridos (sheathing) — Generalmente es una envoltura sin costuras de polietileno de alta densidad extrudido directamente sobre el acero de preeforzado ya recubierto con la envoltura inhibidora de la corrosión.

estribo (stirrup) — En inglés el término “stirrup” se utiliza para definir el refuerzo transversal de vigas o losas y el término “tie” se utiliza para refuerzo transversal en miembros a compresión. Desafortunadamente “tie” también quiere decir en inglés “amarre” y “tensor”. En la traducción oficial del ACI 318 al español se utiliza el término “estribo” tanto para refuerzo transversal de vigas como de columnas.

REGLAMENTO

estribo (tie) — Barra o alambre doblados que abraza el refuerzo longitudinal; una barra o alambre continuo doblado en forma de círculo, rectángulo, u otra forma poligonal sin esquinas reentrantes que abraza el refuerzo longitudinal. Véase también “Estribo (Stirrup)” o “Estribo de confinamiento (Hoop)”.

estribo cerrado de confinamiento (hoop) — Estribo cerrado o estribo cerrado circular continuo, consistente en uno o varios elementos de refuerzo que tienen ganchos sísmicos en ambos extremos. Un estribo cerrado compuesto por barras corrugadas con cabeza entrelazadas no se considera un estribo de confinamiento. Véase 25.7.4.

fuerza del gato de tensionamiento (jacking force) — En concreto preeforzado, la fuerza que temporalmente ejerce el dispositivo que se utiliza para tensionar el acero de preeforzado.

gancho sísmico (seismic hook) — Gancho en el extremo de un estribo o gancho suplementario que tiene un doblez de no menos 135 grados, excepto que en los estribos cerrados de confinamiento circulares deben tener un doblez no menor de 90 grados. Los ganchos sísmicos deben tener una extensión de al menos $6d_b$, pero no menor de 3 pulg. Los ganchos deben abrazar el refuerzo longitudinal y las extensiones deben proyectarse hacia el interior del estribo o estribo cerrado de confinamiento.

gancho suplementario (crosstie) — Barra de refuerzo continua que tiene un gancho sísmico en un extremo y un gancho no menor de 90 grados con una extensión mínima de $6d_b$ en el otro extremo. Los ganchos deben abrazar las barras longitudinales periféricas. Los ganchos de 90 grados de dos ganchos suplementarios sucesivos, que abrazan las mismas barras longitudinales deben tener sus extremos alternados.

grupo de anclajes (anchor group) — Un grupo de anclajes similares, con aproximadamente la misma profundidad de embebido efectivo y con separación s entre anclajes adyacentes de tal forma que las áreas proyectadas se superpongan.

información del diseño (design information) — Información específica del proyecto que se incluye por parte del profesional facultado para diseñar en los documentos de construcción, según corresponda.

insertos (embedments) — Elementos embebidos en el concreto diferentes de refuerzo como se define en el Capítulo 20 y anclajes como se definen en el Capítulo 17. Refuerzo y anclajes soldados, atornillados o conectados por otro medio al inserto para desarrollar la resistencia del ensamblaje se consideran parte del inserto.

insertos especiales (specialty insert) — Anclajes prediseñados y prefabricados para ser instalados antes de la colocación del concreto; diseñados especialmente para fijar conexiones atornilladas o ranuradas.

inspección (inspection) — Observación, verificación y documentación apropiada de los materiales, instalación, fabricación, erección, o colocación de los componentes y conexiones para asegurarse que cumplen con los documentos de construcción y las normas referidas en ellos.

inspección continua (continuous inspection) — Observación de tiempo completo, verificación y documentación

COMENTARIO



grupo de anclajes (anchor group) — Para todos los modos potenciales de falla (falla del acero, arrancamiento del concreto, extracción por deslizamiento, desprendimiento lateral y desprendimiento del concreto por cabecero del anclaje), solamente aquellos anclajes susceptibles de sufrir un modo particular de falla deben incluirse al evaluar la resistencia asociada con ese modo de falla.

insertos especiales (specialty insert) — Los insertos especiales se utilizan en muchas ocasiones para manejo, transporte, izaje y anclaje de elementos. Los insertos especiales no están cubiertos por el Reglamento.

REGLAMENTO

COMENTARIO

2 de los trabajos realizados en la zona donde se está ejecutando el trabajo.

inspección itinerante (periodic inspection) — Observación de tiempo parcial o intermitente, verificación y documentación requerida de los trabajos en la zona donde el trabajo se está realizando.

Instrucciones de instalación impresas del fabricante [IIIF] (Manufacturer's Printed Installation Instructions [MPII]) — Instrucciones impresas publicadas para la correcta instalación de un anclaje adherido bajo todas las condiciones de instalación cubiertas en su alcance y que vienen incluidas dentro del empaque del producto.

integridad estructural (structural integrity) — Capacidad de una estructura para redistribuir los esfuerzos y mantener la estabilidad a través de la resistencia, redundancia, ductilidad y detallado del refuerzo cuando se produce un daño localizado u ocurren sobreesfuerzos importantes.

junta de contracción (contraction joint) — Muesca moldeada, aserrada o labrada en una estructura de concreto para crear un plano de debilidad y regular la ubicación de la fisuración resultante de las variaciones dimensionales de diferentes partes de la estructura.

junta de expansión (isolation joint) — Separación entre partes adyacentes de una estructura de concreto, usualmente un plano vertical, en una ubicación definida en el diseño de tal modo que interfiera al mínimo con el comportamiento de la estructura, y al mismo tiempo permita movimientos relativos en tres direcciones y evite la formación en otro lugar de fisuras en el concreto y a través de la cual se interrumpe parte o todo el refuerzo adherido.

límite de la deformación unitaria controlada por compresión (compression controlled strain limit) — Deformación unitaria neta en tracción bajo condiciones de deformación unitaria balanceada.

longitud de desarrollo (development length) — Longitud de embebido del refuerzo, incluyendo torones de preeforzado, que se requiere para poder desarrollar la resistencia de diseño del refuerzo en una sección crítica.

longitud embebida (embedment length) — Longitud del refuerzo embebido en el concreto que se extiende más allá de una sección crítica.

longitud de estirado (stretch length) — Longitud a lo largo del anclaje, medida por fuera del concreto dentro del cual está anclado, la cual está sometida a la totalidad de la carga de tracción aplicada al anclaje y cuya área seccional es mínima y constante.

longitud de transferencia (transfer length) — Longitud embebida del refuerzo preeforzado en el concreto que se requiere para transferir el preefuerzo efectivo al concreto.

luz (span length) — Distancia entre los apoyos.

machón de muro (wall pier) — Segmento vertical de un muro, con dimensiones y refuerzos para resistir la demanda de cortante limitada por la resistencia a flexión del refuerzo vertical del machón.

materiales cementantes (cementitious materials) — Materiales que tienen propiedades cementantes por sí mismos al ser utilizados en el concreto, tales como cemento pórtland, cementos hidráulicos adicionados y cementos expansivos, o dichos materiales combinados con cenizas volantes, otras



longitud de estirado (stretch length) — Es la porción de la longitud del anclaje que se diseña para que allí ocurran las elongaciones inelásticas bajo cargas sísmicas. En la Fig. R17.2.3.4.3 se presentan ejemplos que ilustran la longitud de estirado.

machón de muro (wall pier) — Las dimensiones y refuerzo se definen de tal manera que la demanda de cortante esté limitada por la fluencia del refuerzo vertical del machón causada por flexión.

REGLAMENTO

puzolanas crudas o calcinadas, humo de sílice, y escoria granulada de alto horno.

miembros compuestos de concreto sometidos a flexión (composite concrete flexural members) — Miembros prefabricados de concreto o miembros construidos en obra sometidos a flexión, fabricados en etapas diferentes, pero interconectados de tal manera que todos los elementos responden a las cargas como una unidad.

modelo puntal-tensor (strut-and tie model) — Un modelo de cerca de un miembro estructural, o de una región-D de ese miembro, consistente en puntales y tensores conectados en nodos, capaces de transferir las cargas mayoradas a los apoyos o hacia las regiones-B adyacentes.

módulo de elasticidad (modulus of elasticity) — Relación entre el esfuerzo normal y la deformación unitaria correspondiente, para esfuerzos de tracción o compresión menores que el límite de proporcionalidad del material.

muro (wall) — Elemento vertical, diseñado para resistir carga axial, carga lateral o ambas, con una relación de su longitud horizontal a su espesor mayor de tres, empleado para encerrar o separar espacios.

muro estructural (structural wall) — Muro diseñado para resistir combinaciones de cortantes, momentos y fuerzas axiales en el plano del muro. Un muro de cortante es un muro estructural.

muro estructural especial (special structural wall) — Muro construido en sitio que cumple con 18.2.3 hasta 18.2.8 y con 18.10, o un muros prefabricado que cumple con 18.2.3 hasta 18.2.8 y con 18.11.

muro estructural prefabricado intermedio (intermediate precast structural wall) — Muro que cumple con los requisitos de 18.5.

muro estructural ordinario de concreto reforzado (ordinary reinforced concrete structural wall) — Muro que cumple con los requisitos del Capítulo 11.

muro estructural ordinario de concreto simple (ordinary structural plain concrete wall) — Muro que cumple con los requisitos del Capítulo 14.

nodo (node) — Punto en un modelo puntal-tensor, donde se intersectan los ejes de los puntales, tensores y fuerzas concentradas que actúan en el nudo de intersección.

nudo (joint) — Parte de una estructura que es común a los miembros que se intersectan.

obra (work) — Toda la construcción o partes identificables separadamente que se debe construir de acuerdo con los documentos de construcción.

pedestal (pedestal) — Miembro que tiene una relación entre la altura y la menor dimensión lateral menor o igual a 3, usado principalmente para soportar cargas axiales en compresión. Para un miembro de sección variable, la menor dimensión lateral es

COMENTARIO

REGLAMENTO

COMENTARIO

2 el promedio de las dimensiones superiores e inferior del lado más pequeño.

percentil del 5 por ciento (five percent fractile) — Un término estadístico que significa un 90 por ciento de confianza de que existe un 95 por ciento de probabilidad de que la resistencia real exceda a la resistencia nominal.

pernos con cabeza para refuerzo de cortante (headed shear stud reinforcement) — Refuerzo consiste en pernos con cabeza individuales o en grupo, con el anclaje proporcionado por una cabeza en cada extremo o por una cabeza en un extremo y una base común consistente en una platina o un perfil de acero en el otro extremo.

pórtico especial resistente a momento (special moment frame) — Pórtico viga-columna construido en sitio que cumple con los requisitos de 18.2.3 hasta 18.2.8 y 18.6 hasta 18.8. Un pórtico viga-columna prefabricado que cumple con los requisitos de 18.2.3 hasta 18.2.8 y 18.9.

pórtico intermedio resistente a momento (intermediate moment frame) — Pórtico viga-columna o pórtico columnalosa de dos direcciones sin vigas, construido en sitio y que cumple con los requisitos de 18.4.

pórtico ordinario resistente a momento (ordinary moment frame) — Pórtico viga-columna de concreto construido en sitio o pórtico viga-columna prefabricado o pórtico losa-columna, que cumple con los requisitos de 18.3.

pórtico resistente a momento (moment frame) — Pórtico en el cual las vigas, columnas, losas y nudos resisten las fuerzas predominantemente a través de flexión, cortante y fuerza axial; las vigas o las losas son predominantemente horizontales o casi horizontales y las columnas son predominantemente verticales o casi verticales.

postensado (post-tensioning) — Método de preeesforzado en el cual el acero de preeesforzado se tensiona después de que el concreto ha endurecido.

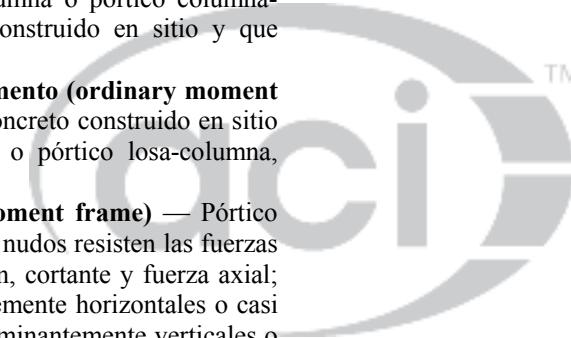
preeesforzado efectivo (effective prestress) — Esfuerzo en el acero de preeesforzado después de que han ocurrido todas las pérdidas descritas en 20.3.2.6 han ocurrido.

pretensado (pretensioning) — Método en el cual el acero de preeesforzado se tensiona antes de la colocación del concreto.

profesional facultado para diseñar (licensed design professional) — Un individuo que está facultado para ejercer el diseño estructural, como lo define la legislación de registros profesionales del estado o jurisdicción en que será construido el proyecto y que es el responsable del diseño estructural.

profundidad efectiva de embebido (effective embedment depth) — Profundidad total a través de la cual el anclaje transfiere fuerzas hacia o desde el concreto que lo rodea. La profundidad efectiva de embebido generalmente es la profundidad de la superficie de falla del concreto en las aplicaciones en tracción. Para tornillos con cabeza preinstalados y pernos con cabeza, la profundidad efectiva de embebido se mide desde la superficie de contacto de apoyo de la cabeza.

percentil del 5 por ciento (five percent fractile) — La determinación del coeficiente K_{05} asociado con el percentil 5 por ciento, $\bar{x} - K_{05}s_s$, dependiendo del número de ensayos, n , usados para calcular la media de la muestra, \bar{x} y la desviación estándar s_s . Los valores de K_{05} varían, por ejemplo, desde 1.645 para $n = \infty$, hasta 2.010 para $n = 40$, y 2.568 para $n = 10$. Con esta definición del percentil de 5 por ciento, la resistencia nominal en el Capítulo 17 es igual a la resistencia característica del ACI 355.2 y ACI 355.4.



profesional facultado para diseñar (licensed design professional) — En otros documentos también se le denomina como “profesional de diseño registrado”.

profundidad efectiva de embebido (effective embedment depth) — La profundidad efectiva de embebido para diferentes tipos de anclaje se muestra en la figura R2.1.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

puntal (strut) — Un miembro a compresión en el modelo puntal-tensor que representa la resultante de un campo de compresión paralelo o en forma de abanico.

puntal en forma de botella (bottle-shaped strut) — Un puntal que es más ancho en el centro que en sus extremos.

recubrimiento especificado de concreto (specified concrete cover) — Distancia entre la superficie externa del refuerzo embebido y la superficie externa más cercana del concreto.

refuerzo (reinforcement) — Elemento de acero o elementos embebidos en el concreto y que cumple con lo especificado en 20.2 hasta 20.5. Los tendones externos se consideran refuerzos.

refuerzo corrugado (deformed reinforcement) — Barras de refuerzo corrugado, mallas de barras soldadas, alambre corrugado, refuerzo electrosoldado de alambre, que cumplen con 20.2.1.3, 20.2.1.5, ó 20.2.1.7, excluyendo el alambre liso.

refuerzo de alambre electrosoldado (welded wire reinforcement) — Elementos de refuerzo compuestos por alambres lisos o corrugados fabricados en forma de hojas o rollos que cumplen con 20.2.1.7.

refuerzo de mallas de barras electrosoldadas (welded bar mat reinforcement) — Una malla de refuerzo, que cumple con 20.2.1.5, y que está formada por dos capas de barras corrugadas en ángulo recto una respecto de la otra y soldadas en las intersecciones.

refuerzo del anclaje (anchor reinforcement) — Refuerzo utilizado para transferir toda la fuerza de diseño desde los anclajes hacia el miembro estructural.

refuerzo en espiral (spiral reinforcement) — Refuerzo continuo enrollado en forma de hélice cilíndrica.

refuerzo extremo a tracción— (extreme tension reinforcement) — La capa de acero preeforzado o no preeforzado más lejana a la fibra extrema en compresión.

refuerzo no preeforzado (non-prestressed reinforcement) — Refuerzo adherido que no se preeforza.

refuerzo liso (plain reinforcement) — Barras o alambres que cumplen con 20.2.1.4 ó 20.2.1.7 y que no cumplen con la definición de refuerzo corrugado.

refuerzo para preeforzado (prestressing reinforcement) — Refuerzos de alta resistencia tales como torón, alambre o barra que cumple con 20.3.1.

refuerzo preeforzado (prestressed reinforcement) — Refuerzo para preeforzado que ha sido tensionado para impartir fuerzas al concreto.

refuerzo preeforzado adherido (bonded prestressed reinforcement) — Torón pretensado o refuerzo preeforzado en un tendón adherido.

refuerzo suplementario (supplementary reinforcement) — Refuerzo colocado para restringir la falla potencial por

refuerzo corrugado (deformed reinforcement) — El refuerzo corrugado se define como aquel que cumple con las normas para refuerzo corrugado del Reglamento. Ningún otro tipo de refuerzo puede considerarse refuerzo corrugado. Esta definición permite establecer con exactitud las longitudes de anclaje. Las barras o alambres que no cumplen con los requisitos de corrugado o con los requisitos de espaciamiento del refuerzo electrosoldado de alambre, son “refuerzo liso” para efectos del Reglamento y solamente pueden utilizarse para espirales.

refuerzo del anclaje (anchor reinforcement) — El refuerzo del anclaje se diseña y detalla específicamente con el propósito de transferir cargas desde el anclaje al miembro. Refuerzo en forma de bucle se utiliza para este fin (véase 17.4.2.9 y 17.5.2.9). No obstante, otras configuraciones que puedan demostrar la capacidad de transferir efectivamente la carga del anclaje son aceptables.

refuerzo suplementario (supplementary reinforcement) — El refuerzo suplementario tiene una configuración y

REGLAMENTO

2 arrancamiento del concreto, pero que no está diseñado para transferir la carga total de diseño desde los anclajes hacia el miembro estructural.

región-B (B-region) — Parte de un miembro en el cual pueden suponerse que las deformaciones unitarias debidas a flexión varían linealmente a lo largo de la sección.

región-D (D-region) — La parte de un miembro dentro de una distancia h de una discontinuidad de fuerza o geometría.

región de articulación plástica (plastic hinge region) — Longitud del elemento de pórtico en la cual se busca que ocurra fluencia a flexión debida a los desplazamientos sísmicos de diseño, extendiéndose por lo menos por una distancia h medida desde la sección crítica donde se inicia la fluencia a flexión.

relación agua-materiales cementante (water-cementitious materials ratio) — Relación entre la masa de agua, excluyendo la absorbida por el agregado, y la masa de materiales cementantes en una mezcla, denominada como un decimal.

requisitos de construcción a cumplir (compliance requirements) — Requisitos del Reglamento relacionados con la construcción, dirigidos al contratista, y que se incluyen en los documentos de construcción por parte del profesional facultado para diseñar, según corresponda.

resistencia a la extracción por deslizamiento del anclaje (anchor pullout strength) — Resistencia del anclaje o un componente principal del dispositivo de anclaje que se desliza fuera del concreto sin romper una parte sustancial del concreto que lo rodea.

resistencia a la fluencia (yield strength) — Resistencia a la fluencia mínima especificada, o punto de fluencia del refuerzo. La resistencia a la fluencia o el punto de fluencia deben determinarse en tracción, de acuerdo con las normas ASTM aplicables, tal como se modifican en este Reglamento.

resistencia a la tracción por hendimiento (f_a) (splitting tensile strength) — Resistencia a la tracción del concreto determinada de acuerdo con la norma ASTM C496, tal como se describe en la norma ASTM C330.

resistencia al arrancamiento del concreto por tracción del anclaje (concrete breakout strength) — Resistencia de un volumen de concreto que rodea al anclaje o grupo de anclajes, para desprenderse del miembro.

resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje (concrete pryout strength) — Resistencia que corresponde a la formación, en anclajes cortos y rígidos, de un descascaramiento del concreto detrás de los anclajes y en dirección opuesta a la fuerza cortante aplicada.

resistencia al desprendimiento lateral del concreto (side-face blowout strength) — Resistencia de los anclajes con mayor profundidad de embebido, pero con menor espesor del recubrimiento lateral, que corresponde a un descascaramiento del concreto que rodea la cara lateral de la cabeza embebida, sin que ocurran arrancamientos mayores en la parte superior de la superficie de concreto.

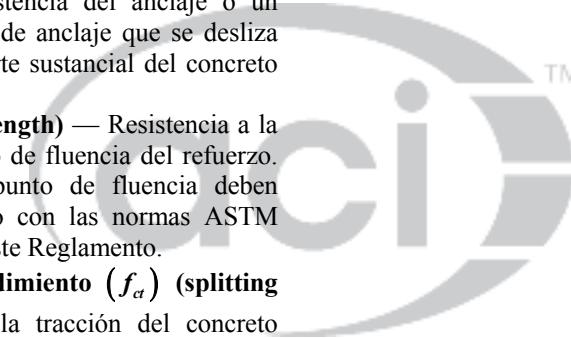
resistencia de diseño (design strength) — Resistencia nominal multiplicada por un factor de reducción de resistencia ϕ .

resistencia especificada a la compresión del concreto (f'_c) (specified compressive strength of concrete) — Resistencia a la compresión del concreto empleada en el diseño y evaluada de

COMENTARIO

ubicación similar a la del refuerzo del anclaje, pero no está diseñado específicamente para transferir las cargas desde los anclajes. Los estribos, usados como refuerzo a cortante, pueden caer dentro de esta categoría.

requisitos de construcción a cumplir (compliance requirements) — A pesar de que se han dirigido directamente al contratista, los requisitos de construcción a cumplir son utilizados comúnmente por otros involucrados en el proyecto.



REGLAMENTO

acuerdo con las disposiciones de este Reglamento, expresada en libras por pulgada cuadrada (lb./pulg.²). Cuando el valor de f'_c está bajo un signo radical, se quiere indicar sólo la raíz cuadrada del valor numérico, por lo que el resultado está en libras por pulgada cuadrada (lb./pulg.²).

resistencia nominal (nominal strength) — Resistencia de un miembro o una sección transversal calculada con los requisitos e hipótesis del método de diseño por resistencia de este Reglamento, antes de aplicar cualquier factor de reducción de resistencia.

resistencia requerida (required strength) — Resistencia que un miembro, o una sección transversal del mismo, debe tener para resistir las cargas mayoradas o los momentos y fuerzas internas correspondientes combinadas según lo estipulado en este Reglamento.

sección controlada por compresión (compression controlled section) — Sección transversal en la cual la deformación unitaria neta por tracción en el acero extremo en tracción, en el estado de resistencia nominal, es menor o igual al límite de deformación unitaria controlada por compresión.

sección controlada por tracción (tension controlled section) — Sección transversal en la cual la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo en tracción, en el estado de resistencia nominal, es mayor o igual que 0.005.

segmento de muro (wall segment) — Porción de un muro limitada por aperturas horizontales o verticales o bordes del muro.

segmento horizontal de muro (horizontal wall segment) — Segmento de un muro estructural limitado verticalmente por dos aberturas del muro o por una abertura y el borde del muro.

segmento vertical de muro (vertical wall segment) — Segmento de un muro estructural, limitado horizontalmente por aberturas o por una abertura y un borde. Los machones de muro se consideran segmentos verticales de muro.

sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas (seismic-force-resisting system) — Porción de la estructura que se diseña para resistir las fuerzas sísmicas de diseño exigidas por el reglamento general de construcción cumpliendo los requisitos y combinaciones de carga aplicables.

sistema estructural (structural system) — Miembros estructurales interconectados diseñados para cumplir con un requisito de desempeño.

sistemas sísmicos especiales (special seismic systems) — Sistemas estructurales que usan pórticos especiales resistentes a momentos, muros estructurales especiales, o ambos.

tendón (tendon) — En las aplicaciones de postensado, el tendón es el conjunto completo consistente en anclajes, acero

COMENTARIO

resistencia nominal (nominal strength) — La resistencia nominal se calcula utilizando los valores nominales especificados de las resistencias de los materiales y de las dimensiones. El subíndice n se emplea para referirse a las resistencias nominales; por ejemplo, resistencia nominal a carga axial P_n , resistencia nominal a momento M_n y resistencia nominal a cortante V_n . Para discusión adicional sobre los conceptos y la nomenclatura para el diseño por resistencia véanse el Comentario del Capítulo 22.

resistencia requerida (required strength) — Se utiliza el subíndice u para denominar las resistencias requeridas; por ejemplo, resistencia requerida a carga axial P_u , resistencia requerida a momento M_u y resistencia requerida a cortante V_u calculadas a partir de la cargas y fuerzas mayoradas aplicadas. El requisito básico para el diseño por resistencia puede expresarse de la siguiente manera: Resistencia de diseño \geq Resistencia requerida; por ejemplo, $\phi P_n \geq P_u$; $\phi M_n \geq M_u$; $\phi V_n \geq V_u$. Para discusión adicional sobre los conceptos y la nomenclatura para el diseño por resistencia véanse el Comentario del Capítulo 22.

segmento horizontal de muro (horizontal wall segment) — En la Fig. R18.10.4.5 se muestra un segmento horizontal de muro.

REGLAMENTO

COMENTARIO

2 preesforzado, y envoltura para aplicaciones no adheridas, o ductos inyectados con mortero para aplicaciones adheridas.

tendón de preesfuerzo adherido (bonded tendon) — Tendón en el que el acero de preesforzado está adherido continuadamente al concreto por medio de mortero de inyección colocado en los ductos embebidos en la sección de concreto.

tendón de preesfuerzo no adherido (unbonded tendon) — Tendón al cual se impide que el acero de preesforzado se adhiera al concreto. La fuerza de preesfuerzo se transfiere permanentemente al concreto en los extremos del tendón solo por medio de anclajes.

tendón externo (external tendon) — Un tendón externo a la sección transversal del miembro en aplicaciones de postensado.

tensor (tie) — Un miembro a tracción en el modelo puntal-tensor.

transferencia (transfer) — Operación de transferir los esfuerzos del acero de preesforzado desde los gatos o del banco de tensionamiento al miembro de concreto.

trayectoria de la fuerza (load path) — Secuencia de miembros y conexiones diseñada para transferir las fuerzas y cargas mayoradas en las combinaciones estipuladas en este Reglamento, desde el punto de aplicación u origen pasando a través de la estructura hasta el apoyo final o la cimentación.

tubos embebidos (pipe embedments) — Tubos, conductos y camisas embebidas en el concreto.

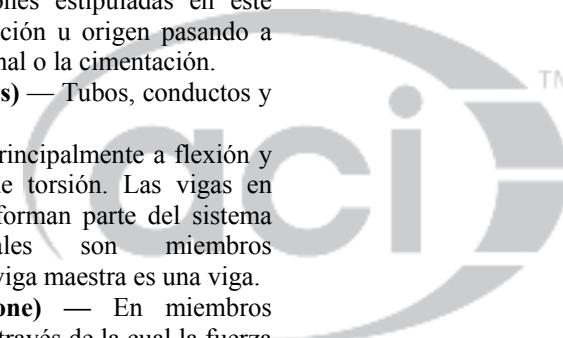
viga (beam) — Miembro sometido principalmente a flexión y cortante, con o sin fuerza axial o de torsión. Las vigas en pórticos resistentes a momentos que forman parte del sistema resistente ante fuerzas laterales son miembros predominantemente horizontales. Una viga maestra es una viga.

zona de anclaje (anchorage zone) — En miembros postensados, la porción del miembro a través de la cual la fuerza de postensado concentrada se transfiere al concreto y es distribuida de una manera más uniforme en toda la sección. Su extensión es igual a la longitud de la mayor dimensión de su sección transversal. En dispositivos de anclaje lejos del extremo de un miembro, la zona de anclaje incluye la zona afectada adelante y atrás del dispositivo de anclaje.

zona de tracción precomprimida (precompressed tension zone) — Porción de un miembro preesforzado donde ocurriría tracción producida por flexión si la fuerza de preesfuerzo no estuviera presente, calculada usando las propiedades de la sección bruta.

zona nodal (nodal zone) — El volumen de concreto alrededor de un nodo que se supone transfiere las fuerzas de los puntales y tensores a través del nodo.

tendón externo (external tendon) — En aplicaciones nuevas o preexistentes de concreto postensado, un tendón externo, ocurre cuando se utiliza postensado con los tendones total o parcialmente localizados por fuera de la sección de concreto, o dentro de una sección en forma de cajón, o cuando solo toca la sección en los puntos de anclaje y desviación.



REGLAMENTO**COMENTARIO****CAPÍTULO 3 — NORMAS CITADAS****3.1 — Alcance**

3.1.1 Las normas, o secciones específicas de ellas, citadas en este Reglamento, incluyendo los anexos, apéndices, o complementos, son referenciadas sin excepciones a menos que se especifique explícitamente de otro modo. Las normas citadas se mencionan con su designación de serie, incluyendo año de adopción o revisión.

3.2 — Normas referenciadas

3.2.1 American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)

AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 6th Edition, 2012, Artículos 5.10.9.6, 5.10.9.7.2 y Artículo 5.10.9.7.3

AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, 3rd Edition, 2010, Artículo 10.3.2.3

3.2.2 American Concrete Institute (ACI)

ACI 301-10 — Specifications for Structural Concrete, Artículo 4.2.3.

ACI 318.2-14 — Building Code Requirements for Concrete Thin Shells.

ACI 332-14 — Residential Code Requirements for Structural Concrete and Commentary.

ACI 355.2-07 — Qualification of Post-Installed Mechanical Anchors in Concrete and Commentary.

ACI 355.4-11 — Qualification of Post-Installed Adhesive Anchors in Concrete.

ACI 374.1-05 — Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing.

ACI 423.7-14 — Specification for Unbonded Single-Strand Tendon Materials.

ACI 550.3-13—Design Specification for Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Special Moment Frames Satisfying ACI 374.1 and Commentary

ACI ITG-5.1-07 — Acceptance Criteria for Special Unbonded Post-Tensioned Precast Structural Walls Based on Validation Testing.

ACI ITG-5.2-09—Requirements for Design of a Special Unbonded Post-Tensioned Precast Wall Satisfying ACI ITG-5.1 and Commentary

3.2.3 American Society of Civil Engineers (ASCE)

ASCE/SEI 7-10 – Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, Sección 2.3.3, Load Combinations including Flood Loads, y Sección 2.3.4, Load Combinations including Atmospheric Ice Loads.

3.2.4 ASTM International

A36/A36M-12—Standard Specification for Carbon Structural Steel

A53/A53M-12—Standard Specification for Pipe, Steel,

R3 — NORMAS CITADAS**R3.1 — Alcance**

R3.1.1 En este Reglamento, las referencias a las normas o cualquier otro material son las correspondientes a una edición específica del documento mencionado. Para ello, se usa su designación de serie completa, incluyendo el título que señala el tema y año de adopción. Todas las normas citadas en este Reglamento se encuentran mencionadas en el presente capítulo, con su título y designación de serie completa. En otras secciones del Reglamento, las normas citadas se encuentran abreviadas para incluir únicamente la designación de serie sin título o fecha. Estas referencias abreviadas corresponden a normas específicas mencionadas en este capítulo.

R3.2 — Normas referenciadas

R3.2.1 American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) — Se citan tres artículos de la AASHTO LRFD Specifications for Highway Bridge Design y un artículo de la AASHTO LRFD “Construction Specifications” en los Capítulos 2 y 25 del Reglamento.

R3.2.2 El Artículo 4.2.3 del ACI 301 referente al método de dosificación de la mezcla se cita en 26.4.3.1(b).

Antes de 2014 los requisitos de ACI 318.2 se especificaban en el Capítulo 19 del Reglamento ACI 318.

ACI 355.2, contiene los requisitos para el ensayo y evaluación de anclajes expansivos post-instalados y de sobreperforación en su base para utilizarse tanto en concreto fisurado como no fisurado.

ACI 355.4 contiene requisitos para el ensayo y evaluación de anclajes adheridos utilizados tanto en concreto fisurado y no fisurado.

ACI 423.7 requiere la utilización de sistemas de tendones encapsulados para aplicaciones dentro del alcance de este Reglamento.

R3.2.3 Se citan las dos secciones específicas de ASCE 7 para los fines mencionados en 5.3.9 y 5.3.10.

R3.2.4 Las normas ASTM mencionadas son las correspondientes a la última edición al momento de ser adoptadas las disposiciones de este Reglamento. Las normas ASTM se revisan con frecuencia con respecto a un ciclo de



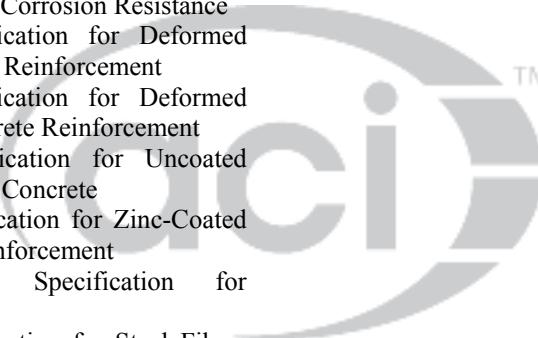
REGLAMENTO

- Black and Hot-Dipped, Zinc-Coated, Welded and Seamless
- A184/A184M-06(2011)—Standard Specification for Welded Deformed Steel Bar Mats for Concrete Reinforcement
- A242/A242M-13—Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Structural Steel
- A307-12—Standard Specification for Carbon Steel Bolts, Studs, and Threaded Rod 60000 PSI Tensile Strength
- A370-14—Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products
- A416/A416M-12a—Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete
- A421/A421M-10—Standard Specification for Uncoated Stress-Relieved Steel Wire for Prestressed Concrete including Supplementary Requirement I, Low-Relaxation Wire and Relaxation Testing
- A500/A500M-13—Standard Specification for Cold-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing in Rounds and Shapes
- A501-07—Standard Specification for Hot-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing
- A572/A572M-13a—Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Columbium-Vanadium Structural Steel
- A588/A588M-10—Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Structural Steel, up to 50 ksi [345 MPa] Minimum Yield Point, with Atmospheric Corrosion Resistance
- A615/A615M-14—Standard Specification for Deformed and Plain Carbon-Steel Bars for Concrete Reinforcement
- A706/A706M-14—Standard Specification for Deformed and Plain Low-Alloy Steel Bars for Concrete Reinforcement
- A722/A722M-12—Standard Specification for Uncoated High-Strength Steel Bars for Prestressing Concrete
- A767/A767M-09—Standard Specification for Zinc-Coated (Galvanized) Steel Bars for Concrete Reinforcement
- A775/A775M-07b(2014)—Standard Specification for Epoxy-Coated Steel Reinforcing Bars
- A820/A820M-11—Standard Specification for Steel Fibers for Fiber-Reinforced Concrete
- A884/A884M-14—Standard Specification for Epoxy-Coated Steel Wire and Welded Wire Reinforcement
- A934/A934M-13—Standard Specification for Epoxy-Coated Prefabricated Steel Reinforcing Bars
- A955/A955M-14—Standard Specification for Deformed and Plain Stainless-Steel Bars for Concrete Reinforcement
- A970/A970M-13a—Standard Specification for Headed Steel Bars for Concrete Reinforcement including Annex A1 Requirements for Class HA Head Dimensions
- A992/A992M-11—Standard Specification for Structural Steel Shapes
- A996/A996M-14—Standard Specification for Rail-Steel and Axle-Steel Deformed Bars for Concrete Reinforcement
- A1022/A1022M-14—Standard Specification for Deformed and Plain Stainless Steel Wire and Welded Wire for Concrete Reinforcement
- A1035/A1035M-14—Standard Specification for Deformed and Plain, Low-Carbon, Chromium, Steel Bars for Concrete Reinforcement
- A1044/A1044M-05 (2010)—Standard Specification for Steel Stud Assemblies for Shear Reinforcement of Concrete
- A1055/A1055M-10^{e1}—Standard Specification for Zinc and Epoxy Dual-Coated Steel Reinforcing Bars

COMENTARIO

revisión del Reglamento. Las ediciones actuales y anteriores se pueden obtener en ASTM International. El uso de una edición diferente a la citada en este Reglamento obliga al usuario de la norma a evaluar si las diferencias con la edición diferente a la citada son significativas para el empleo de ésta.

Muchas de las normas ASTM son normas combinadas, como lo denota la designación doble, tal como ASTM A36/A36M. Por simplicidad, en la versión en inglés del ACI 318 se hace referencia a estas normas combinadas sin la designación métrica (M) dentro del texto de Reglamento y el Comentario. Sin embargo, se da la designación completa dado que esta es la designación oficial de la norma.



REGLAMENTO**COMENTARIO**

A1060/A1060M-14—Standard Specification for Zinc-Coated (Galvanized) Steel Welded Wire Reinforcement, Plain and Deformed, for Concrete

A1064/A1064M-13—Standard Specification for Carbon-Steel Wire and Welded Wire Reinforcement, Plain and Deformed, for Concrete

A1085-13—Standard Specification for Cold-Formed Welded Carbon Steel Hollow Structural Sections (HSS)

C29/C29M-09—Standard Test Method for Bulk Density (“Unit Weight”) and Voids in Aggregate

C31/C31M-12—Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field

C33/C33M-13—Standard Specification for Concrete Aggregates

C39/C39M-14a—Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens

C42/C42M-13—Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete

C94/C94M-14—Standard Specification for Ready-Mixed Concrete

C144-11—Standard Specification for Aggregate for Masonry Mortar

C150/C150M-12—Standard Specification for Portland Cement

C172/C172M-14—Standard Practice for Sampling Freshly Mixed Concrete

C173/C173M-14—Standard Test Method for Air Content of Freshly Mixed Concrete by the Volumetric Method

C231/C231M-14—Standard Test Method for Air Content of Freshly Mixed Concrete by the Pressure Method

C260/C260M-10a—Standard Specification for Air-Entraining Admixtures for Concrete

C330/C330M-14—Standard Specification for Lightweight Aggregates for Structural Concrete

C494/C494M-13—Standard Specification for Chemical Admixtures for Concrete

C496/C496M-11—Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens

C567/C567M-14—Standard Test Method for Determining Density of Structural Lightweight Concrete

C595/C595M-14—Standard Specification for Blended Hydraulic Cements

C618-12a—Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete

C685/C685M-11—Standard Specification for Concrete Made by Volumetric Batching and Continuous Mixing

C845/C845M-12—Standard Specification for Expansive Hydraulic Cement

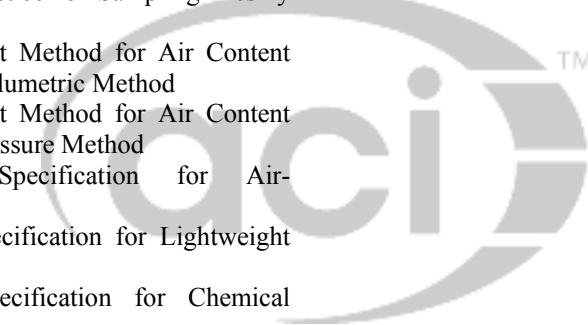
C989/C989M-13—Standard Specification for Slag Cement for Use in Concrete and Mortars

C1012/C1012M-13—Standard Test Method for Length Change of Hydraulic-Cement Mortars Exposed to a Sulfate Solution

C1017/C1017M-13—Standard Specification for Chemical Admixtures for Use in Producing Flowing Concrete

C1077-14—Standard Practice for Laboratories Testing Concrete and Concrete Aggregates for Use in Construction and Criteria for Testing Agency Evaluation

C1116/C1116M-10a—Standard Specification for Fiber-



REGLAMENTO**COMENTARIO****Reinforced Concrete**

C1157/C1157M-11—Standard Performance Specification for Hydraulic Cement

C1218/C1218M-99(2008)—Standard Test Method for Water-Soluble Chloride in Mortar and Concrete

C1240-14—Standard Specification for Silica Fume Used in Cementitious Mixtures

C1580-09e1—Standard Test for Water-Soluble Sulfate in Soil

C1582/C1582M-11—Standard Specification for Admixtures to Inhibit Chloride-Induced Corrosion of Reinforcing Steel in Concrete

C1602/C1602M-12—Standard Specification for Mixing Water Used in the Production of Hydraulic Cement Concrete

C1609/C1609M-12—Standard Test Method for Flexural Performance of Fiber-Reinforced Concrete (Using Beam with Third-Point Loading)

D516-11—Standard Test Method for Sulfate Ion in Water

D4130-08—Standard Test Method for Sulfate Ion in Brackish Water, Seawater, and Brines

3.2.5 American Welding Society (AWS)

AWS D1.1/D1.1M: 2010—Structural Welding Code — Steel

AWS D1.4/D1.4M: 2011—Structural Welding Code — Reinforcing Steel



REGLAMENTO**COMENTARIO****CAPÍTULO 4 — REQUISITOS PARA SISTEMAS ESTRUCTURALES****4.1 — Alcance**

4.1.1 Este capítulo se aplica al diseño de concreto estructural en estructuras o partes de ellas tal como están definidas en el Capítulo 1.

4.2 — Materiales

4.2.1 Las propiedades de diseño del concreto deben cumplir con los requisitos del Capítulo 19.

4.2.2 Las propiedades de diseño del refuerzo deben cumplir con los requisitos del Capítulo 20.

4.3 — Cargas de diseño

4.3.1 Las cargas y combinaciones de carga consideradas en el diseño deben cumplir con los requisitos del Capítulo 5.

4.4 — Sistema estructural y trayectorias de carga

4.4.1 El sistema estructural incluye (a) hasta (g), según corresponda:

- (a) Elementos de los pisos y la cubierta, incluyendo losas en una y dos direcciones.
- (b) Vigas y viguetas.
- (c) Columnas.
- (d) Muros.
- (e) Diafragmas.
- (f) Cimentaciones.
- (g) Nudos, conexiones y anclajes necesarios para transmitir fuerzas de un componente a otro.

4.4.2 El diseño de los miembros estructurales identificados en 4.4.1, incluyendo los nudos y conexiones, debe cumplir con los requisitos de los Capítulos 7 a 18.

R4 — REQUISITOS PARA SISTEMAS ESTRUCTURALES

4

R4.1 — Alcance

Este capítulo se agregó al Reglamento del 2014 para introducir los requisitos de los sistemas estructurales. Para construcciones inusuales o cuando se requiera mejorar el desempeño, puede ser deseable utilizar requisitos más estrictos que los de este Reglamento. El Reglamento y sus Comentarios deben ser complementados con sólidos conocimientos en ingeniería, experiencia y criterio.

R4.2 — Materiales

El Capítulo 3 identifica las normas de referencia permitidas para diseño. Los Capítulos 19 y 20 establecen las propiedades del concreto y del acero de refuerzo permitidas para diseño. El Capítulo 26 presenta los requisitos de construcción para los materiales, dosificación y aceptación del concreto.

R4.3 — Cargas de diseño

R4.3.1 Las disposiciones del Capítulo 5 se basan en ASCE/SEI 7. Las cargas de diseño incluyen, pero no se limitan a, cargas muertas, cargas vivas, cargas de nieve, cargas de viento, efectos sísmicos, efectos del preesforzado, cargas de grúas, vibración, impacto, retracción, cambios de temperatura, flujo plástico, expansión del concreto de retracción compensada y asentamientos diferenciales previstos de los apoyos. El profesional facultado para diseñar puede especificar otras cargas para el proyecto.

R4.4 — Sistema estructural y trayectorias de carga

R4.4.1 El diseño del concreto estructural ha evolucionado desde hacer énfasis en el diseño de elementos individuales hacia el diseño de la estructura como un todo. Un sistema estructural consiste en miembros, nudos y conexiones, donde cada uno cumple una función o rol específico. Un miembro estructural puede pertenecer a uno o más sistemas estructurales, cumpliendo funciones diferentes en cada sistema y debiendo cumplir con todos los requisitos de detallado de los sistemas estructurales a los que pertenece. Los nudos y conexiones son lugares comunes a los miembros que se intersectan o son elementos utilizados para conectar un miembro a otro, pero la distinción entre miembros, nudos y conexiones puede depender de la forma como se idealice la estructura. En este Capítulo, el término “miembros” en muchos casos se refiere a “miembros estructurales, nudos y conexiones”.

Aunque el Reglamento se redactó considerando que un sistema estructural incluye estos miembros, existen diversas alternativas para disponerlos porque no todos los tipos de miembros estructurales se usan en todos los sistemas estructurales. El profesional facultado para diseñar debe seleccionar el tipo de miembros que se emplearán y la función que desempeñarán en un proyecto específico, de acuerdo con los requisitos de este Reglamento.

R4.4.2 En el capítulo para cada tipo de miembro estructural, los requisitos siguen la misma secuencia y alcance general, incluyendo los requisitos generales, los límites de diseño, la



REGLAMENTO

COMENTARIO

4.4.3 Se permite diseñar un sistema estructural que incluya miembros estructurales que no cumplan con 4.4.1 y 4.4.2, siempre y cuando el sistema estructural sea aprobado de acuerdo con las disposiciones de 1.10.1.

4.4.4 El sistema estructural debe diseñarse para resistir las cargas mayoradas en las combinaciones de cargas prescritas en 4.3 sin exceder las resistencias de diseño adecuadas de los elementos, considerando una o más trayectorias de carga continua desde el punto de aplicación u origen de la carga hasta el punto final de resistencia.

4.4.5 Los sistemas estructurales deben diseñarse para acomodar los cambios de volumen y los asentamientos diferenciales previstos.



4.4.6 Sistema resistente ante fuerzas sísmicas

4.4.6.1 Toda estructura debe asignarse a una Categoría de Diseño Sísmico de acuerdo con el reglamento general de construcción, o bien, como lo defina la autoridad competente que tenga jurisdicción en regiones donde no exista un reglamento de construcción legalmente adoptado.

4.4.6.2 Los sistemas estructurales designados como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas deben limitarse a aquellos designados por el reglamento general de construcción, o a los determinados por la autoridad competente en áreas que no cuenten con un reglamento general de construcción legalmente adoptado.

resistencia requerida, la resistencia de diseño, los límites de refuerzo, el detallado del refuerzo y otros requisitos propios del tipo de miembro.

R4.4.3 Algunos materiales, miembros o sistemas estructurales que pueden no ser reconocidos de manera específica en las disposiciones prescriptivas del Reglamento pueden ser aceptables siempre y cuando cumplan con el propósito del Reglamento. La Sección 1.10.1 describe los procedimientos para obtener la aprobación de materiales y sistemas alternativos.

R4.4.4 El diseño se debe basar en miembros y conexiones que proporcionen resistencias de diseño no inferiores a las resistencias requeridas para transferir las cargas a lo largo de la trayectoria de las mismas. Puede ser necesario que el profesional facultado para diseñar estudie una o más trayectorias alternativas para identificar las porciones débiles a lo largo de la secuencia de elementos que constituyen cada una de las trayectorias de carga.

R4.4.5 El diseño debe considerar los efectos del flujo plástico y retracción en columnas y muros, la restricción del flujo plástico y retracción en sistemas de cubiertas y pisos, el flujo plástico inducido por las fuerzas de preesforzado, cambios volumétricos causados por variación de la temperatura, así como el daño potencial a miembros de apoyo causados por los cambios volumétricos. Estos efectos son comúnmente acomodados a través de refuerzo, franjas de cierre o juntas de expansión. En muchas estructuras de concreto de proporciones y exposición normal el refuerzo mínimo para retracción y temperatura controla la fisuración dentro de un nivel aceptable.

Los asentamientos o levantamientos diferenciales pueden ser una consideración importante en el diseño. Recomendaciones geotécnicas para considerar los valores nominales del asentamiento o levantamiento diferencial normalmente no se incluyen en las combinaciones de cargas de diseño de estructuras de edificaciones corrientes.

4.4.6 Sistema resistente ante fuerzas sísmicas

R4.4.6.1 En este Reglamento, los requisitos de diseño están basados en la categoría de diseño sísmico en la cual se asigne a la estructura. En general, la categoría de diseño sísmico está relacionada con al nivel de amenaza sísmica, el tipo de suelo, y el tipo de ocupación y uso de la edificación. La asignación de una edificación a una categoría de diseño sísmico está regida por el reglamento general de construcción más que por las disposiciones de este Reglamento. En ausencia de un reglamento general de construcción, el ASCE/SEI 7 establece la asignación de una edificación a una categoría de diseño sísmico.

R4.4.6.2 El reglamento general de construcción describe, a través del ASCE/SEI 7, los tipos de sistemas estructurales permitidos como parte del sistema resistente ante fuerzas sísmicas con base en consideraciones tales como la categoría de diseño sísmico y la altura de la edificación. Los requisitos de diseño sísmico para los sistemas asignados a las Categorías de Diseño Sísmico B a F se especifican en el Capítulo 18. Se

REGLAMENTO

COMENTARIO

4.4.6.3 Los sistemas estructurales asignados a la Categoría de Diseño Sísmico A deben cumplir con los requisitos aplicables de este Reglamento. No es necesario que las estructuras asignadas a la Categoría de Diseño Sísmico A se diseñen de acuerdo con los requisitos del Capítulo 18.

4.4.6.4 Los sistemas estructurales asignados a las Categorías de Diseño Sísmico B, C, D, E o F deben cumplir con los requisitos del Capítulo 18 además de los requisitos aplicables de otros capítulos de este Reglamento.

4.4.6.5 Se permiten miembros estructurales que no son parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas, siempre y cuando se cumpla con los requisitos de 4.4.6.5.1 y 4.4.6.5.2.

4.4.6.5.1 En estructuras asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico B, C, D, E o F, deben tenerse en cuenta los efectos de estos miembros estructurales en la respuesta del sistema y ésta debe tenerse en cuenta en el diseño.

4.4.6.5.2 En estructuras asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico B, C, D, E y F, deben considerarse las consecuencias del daño de estos miembros estructurales.

4.4.6.5.3 En estructuras asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico B, C, D, E y F, los miembros estructurales que no se consideren parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas deben cumplir con los requisitos aplicables del Capítulo 18.

4.4.6.6 Los efectos de los miembros no estructurales deben tenerse en cuenta como se describe en 18.2.2.1 y las consecuencias de daño a miembros no estructurales debe considerarse.

4.4.7 Diafragmas

4.4.7.1 Los diafragmas, tales como losas de piso y de cubierta, deben diseñarse para resistir simultáneamente las cargas gravitacionales fuera del plano y las fuerzas laterales en el plano para las combinaciones de carga requeridas en 4.3.

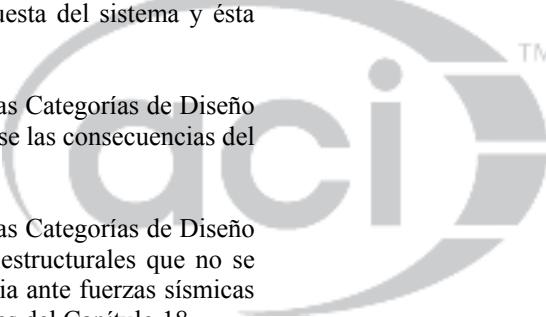
4.4.7.2 Los diafragmas y sus conexiones a los miembros estructurales deben diseñarse para transferir las fuerzas entre el diafragma y los miembros estructurales.

pueden emplear otros sistemas siempre y cuando sean aprobados por la autoridad competente.

R4.4.6.3 Las estructuras asignadas a la Categoría de Diseño Sísmico A corresponden a la amenaza sísmica más baja. El Capítulo 18 no aplica.

R4.4.6.4 El Capítulo 18 contiene disposiciones que son aplicables dependiendo de la categoría de diseño sísmico y del sistema resistente ante fuerzas sísmicas empleado. No todos los tipos de miembros estructurales tienen requisitos específicos en todas las categorías de diseño sísmico. Por ejemplo, el Capítulo 18 no incluye requisitos para muros estructurales en las Categorías de Diseño Sísmico B y C, sin embargo, incluye disposiciones especiales para las Categorías de Diseño Sísmico D, E y F.

R4.4.6.5 En estructuras clasificadas dentro de las Categorías de Diseño Sísmico D, E y F, los miembros estructurales no considerados como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas deben ser diseñados para acomodar las desplazamientos relativos (derivas) y fuerzas que ocurren cuando la edificación responde ante un sismo.



R4.4.6.6 A pesar de que el diseño de los elementos no estructurales para acomodar los efectos sísmicos no forma parte del alcance de este Reglamento, los efectos nocivos potenciales de los elementos no estructurales en el comportamiento estructural deben ser considerados en las Categorías de Diseño Sísmico B, C, D, E y F. La interacción de los elementos no estructurales con el sistema estructural — por ejemplo, “el efecto de columna corta” — en el pasado ha hecho fallar miembros estructurales e incluso llevado al colapso algunas estructuras durante sismos.

R4.4.7 Diafragmas — Las losas de piso y de cubierta cumplen una doble función al resistir simultáneamente las cargas gravitacionales fuera del plano y transmitir las fuerzas laterales en su propio plano como un diafragma. Los requisitos generales para los diafragmas se encuentran en el Capítulo 12 y las funciones del diafragma se describen en los Comentarios del mismo capítulo. Los requisitos adicionales para el diseño de diafragmas en estructuras asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico D, E y F se encuentran en el Capítulo 18.

REGLAMENTO

4.4.7.3 Los diafragmas y sus conexiones deben diseñarse para proveer apoyo lateral a los elementos verticales, horizontales e inclinados.

4.4.7.4 Los diafragmas estructurales deben diseñarse para resistir las cargas laterales aplicables de la presión del suelo e hidrostática y las otras cargas asignadas por el análisis estructural al diafragma.

4.4.7.5 Deben disponerse colectores donde se requiera para transmitir fuerzas entre el diafragma y los elementos verticales.

4.4.7.6 Los diafragmas que forman parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas deben diseñarse para las fuerzas aplicadas. En estructuras asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico D, E y F, el diseño del diafragma debe cumplir con los requisitos del Capítulo 18.

4.5 — Análisis estructural

4.5.1 Los procedimientos analíticos deben cumplir con la compatibilidad de deformaciones y el equilibrio de fuerzas.

4.5.2 Se permiten los métodos de análisis establecidos en el Capítulo 6.

COMENTARIO

R4.4.7.5 Todos los sistemas estructurales deben tener una trayectoria de cargas completa de acuerdo con 4.4.4. La trayectoria de cargas incluye los colectores donde se requieran.

R4.5 — Análisis estructural

La función del análisis es estimar las fuerzas internas y las deformaciones del sistema estructural y establecer el cumplimiento de los requisitos de resistencia, funcionamiento y estabilidad del Reglamento. El uso de computadores en la ingeniería estructural ha permitido realizar análisis de estructuras complejas. El Reglamento requiere que el procedimiento analítico empleado cumpla con los principios fundamentales de equilibrio y compatibilidad de deformaciones, aceptando diversas técnicas analíticas, incluyendo el método puntal-tensor necesario para las regiones discontinuas, como se presenta en el Capítulo 6.

R4.6 — Resistencia

El requisito básico para el diseño por resistencia se puede expresar como:

$$\text{Resistencia de diseño} \geq \text{Resistencia requerida}$$

$$\phi S_n \geq U$$

En el procedimiento de diseño por resistencia, el margen de seguridad se obtiene mediante una combinación de factores aplicados a las cargas de servicio y factores de reducción de resistencia ϕ aplicados a las resistencias nominales.

La resistencia de un elemento o sección transversal, calculada usando suposiciones y ecuaciones de resistencia normales, junto con valores nominales de las resistencias de los materiales y dimensiones, se denomina “resistencia nominal” y, se designa generalmente como S_n . La “resistencia de diseño” o resistencia utilizable de un elemento o sección transversal es la resistencia nominal reducida por el factor de reducción de resistencia aplicable ϕ . El propósito de este factor de reducción de resistencia es considerar la probabilidad de existencia de elementos con una resistencia baja debida a variaciones en la resistencia de los materiales y las dimensiones; tener en cuenta inexactitudes en las ecuaciones de diseño; reflejar el grado de ductilidad; el modo de falla potencial del elemento; la confiabilidad requerida y reflejar la importancia de la falla y la

REGLAMENTO

COMENTARIO

existencia de trayectorias de carga alternativas para el elemento en la estructura.

Este Reglamento, o el reglamento general de construcción, prescribe “combinaciones de carga de diseño”, conocidas también como “combinaciones de carga mayorada”, que definen la forma en que se multiplican (mayoran) los diferentes tipos de carga por factores de carga individuales y luego se combinan para obtener una “carga mayorada” U . Los factores de cargas individuales y la manera como se combinan reflejan la variabilidad en la magnitud del efecto de la carga individual, la probabilidad de ocurrencia simultánea de diversos efectos de carga y las suposiciones y aproximaciones realizadas en el análisis estructural al determinar las resistencias de diseño requeridas.

Un enfoque típico del diseño, cuando se puede aplicar un análisis lineal, es analizar la estructura para los casos individuales de cargas no mayoradas y, luego combinar los casos individuales de carga no mayoradas en una combinación de mayoración para determinar los efectos de la carga de diseño. Cuando los efectos de las cargas no son lineales, como por ejemplo, en el levantamiento de una cimentación, las cargas mayoradas se deben aplicar simultáneamente para determinar el efecto no lineal de la carga mayorada. El efecto de la carga incluye momentos, cortantes, fuerzas axiales, torsiones y fuerzas de aplastamiento. La resistencia requerida, o las resistencias requeridas, son valores absolutos máximos de los efectos de la carga mayorada positiva o negativa, según sea aplicable. A veces los desplazamientos de diseño están determinados por los efectos de las cargas mayoradas.

Al aplicar estos principios, el profesional facultado para diseñar debe ser consciente que al proveer mayor resistencia que la requerida no necesariamente se obtiene una estructura más segura porque al hacerlo puede cambiar el modo potencial de falla. Por ejemplo, al aumentar el área de refuerzo longitudinal más allá del requerido para la resistencia de momento, como se deriva del análisis, sin aumentar el refuerzo transversal se podría incrementar la probabilidad de que ocurra una falla por cortante antes de una falla por flexión.

4.7 — Funcionamiento

4.7.1 La evaluación del desempeño en condiciones de carga de servicio debe considerar las reacciones, momentos, torsiones, cortantes y fuerzas axiales producidas por el preesforzado, flujo plástico, retracción, variación de temperatura, deformación axial, restricción de los elementos estructurales adyacentes y asentamientos de la cimentación.

4.7.2 Para las estructuras, miembros estructurales y sus conexiones puede suponerse que se han cumplido los requisitos de 4.7.1 si se diseñan de acuerdo con los requisitos de los capítulos de los miembros estructurales correspondientes.

4.8 — Durabilidad

4.8.1 Las mezclas de concreto deben ser dosificadas de acuerdo con los requisitos de 19.3.2 y 26.4, teniendo en cuenta la exposición al medio ambiente aplicable para la durabilidad requerida.

R4.7 — Funcionamiento

R4.7.1 El funcionamiento se refiere a la capacidad del sistema estructural o miembro estructural de proveer un comportamiento y funcionalidad adecuados bajo las acciones que afecten al sistema. Los requisitos de funcionamiento tratan aspectos como las deflexiones y la fisuración, entre otros.

Excepto lo establecido en el Capítulo 24, las combinaciones de carga a nivel de servicio no se encuentran definidas en este Reglamento, pero se discuten en el Apéndice C de ASCE/SEI 710. Los Apéndices de ASCE/SEI 7 no se consideran como partes obligatorias de esa norma.

R4.8 — Durabilidad

El ambiente donde se ubica la estructura determina la categoría de exposición para la selección de los materiales, detalles de diseño y requisitos de construcción para minimizar el deterioro potencial prematuro de la estructura, causado por efectos ambientales. La durabilidad de una estructura también se

REGLAMENTO

4.8.2 El refuerzo debe ser protegido contra la corrosión de acuerdo con 20.6.

COMENTARIO

ve influenciada por el nivel de mantenimiento preventivo, el cual no se trata en este Reglamento.

El Capítulo 19 provee los requisitos para la protección del concreto contra el deterioro provocado por las principales causas ambientales.

4.9 — Sostenibilidad

4.9.1 Se permite que el profesional facultado para diseñar especifique en los documentos de construcción requisitos de sostenibilidad adicionales a los requisitos de resistencia, funcionamiento y durabilidad de este Reglamento.

4.9.2 Los requisitos de resistencia, funcionamiento y durabilidad de este Reglamento tienen precedencia sobre las consideraciones de sustentabilidad.

4.10 — Integridad estructural

4.10.1 Generalidades

4.10.1.1 El refuerzo y conexiones deben detallarse para amarrar efectivamente la estructura entre si y mejorar su integridad estructural global.

R4.9 — Sostenibilidad

Las disposiciones del Reglamento para resistencia, funcionamiento y durabilidad constituyen requisitos mínimos para obtener una estructura de concreto segura y durable. Este Reglamento permite al propietario o al profesional facultado para diseñar especificar requisitos mayores que los mínimos establecidos por este Reglamento. Estos requisitos opcionales pueden incluir mayores resistencias, límites de deflexión más estrictos, mayor durabilidad y disposiciones de sostenibilidad.

R4.10 — Integridad estructural

R4.10.1 Generalidades

R4.10.1.1 Los requisitos para la integridad estructural tienen la intención de mejorar la redundancia y ductilidad a través del detallado del refuerzo y de las conexiones, de modo que en caso de ocurrir un daño mayor o una carga anormal a un elemento soportante, el daño resultante esté localizado y la estructura tenga una mayor probabilidad de mantener su estabilidad general.

Los requisitos de integridad para los tipos de miembros estructurales seleccionados se encuentran en el capítulo correspondiente al miembro en las secciones anotadas.

4.10.2 Requisitos mínimos de integridad estructural

4.10.2.1 Los miembros estructurales y sus conexiones deben cumplir con los requisitos de integridad estructural de la Tabla 4.10.2.1.

Tabla 4.10.2.1 — Requisitos mínimos de integridad estructural

Tipo de elemento	Sección
Losas no preeforzadas en dos direcciones	8.7.4.2
Losas preeforzadas en dos direcciones	8.7.5.6
Construcción con viguetas en dos direcciones no preeforzadas	8.8.1.6
Vigas construidas en sitio	9.7.7
Construcción con viguetas en una dirección no preeforzadas	9.8.1.6
Nudos y conexiones prefabricadas	16.2.1.8

4.11 — Resistencia al fuego

4.11.1 Los miembros de concreto estructural deben cumplir con los requisitos de protección contra el fuego del reglamento general de construcción.

4.11.2 Si el reglamento general de construcción especifica un espesor de recubrimiento de concreto para protección contra el fuego mayor que el recubrimiento de concreto dado en 20.6.1, debe especificarse ese espesor mayor.

R4.11 — Resistencia al fuego

El ACI 216.1 presenta pautas adicionales para la resistencia al fuego del concreto estructural.

REGLAMENTO**COMENTARIO****4.12 – Requisitos para tipos específicos de construcción****4.12.1 Sistemas de concreto prefabricado**

4.12.1.1 El diseño de miembros prefabricados y sus conexiones debe incluir las condiciones de carga y de restricción, desde la fabricación inicial hasta completar la estructura, incluyendo el desencofrado, almacenamiento, transporte y montaje.

4.12.1.2 El diseño, fabricación y construcción de miembros prefabricados y sus conexiones debe incluir los efectos de las tolerancias.

4.12.1.3 Cuando se incorporen elementos prefabricados en un sistema estructural, las fuerzas y deformaciones que se produzcan dentro y junto a las conexiones deben ser incluidas en el diseño.

4.12.1.4 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 cumplirse (a) y (b):

(a) La trayectoria de las fuerzas en el plano debe ser continua tanto a través de las conexiones como de los elementos.

(b) Cuando se produzcan fuerzas de tracción, debe proporcionarse una trayectoria continua del acero o acero de refuerzo, con o sin empalmes.

4.12.1.5 La distribución de fuerzas perpendiculares al plano de los elementos prefabricados debe establecerse por medio de análisis o ensayos.

4.12.2 Sistemas de concreto preeforzado

4.12.2.1 El diseño de miembros y sistemas preeforzados debe basarse en la resistencia y en el comportamiento en condiciones de servicio durante todas las etapas de carga que sean críticas durante la vida de la estructura desde el momento en que el preeforzado se aplique por primera vez.

4.12.2.2 Deben tomarse medidas con respecto a los efectos sobre construcción adyacente producidos por deformaciones plásticas y elásticas, deflexiones, cambios de longitud y rotaciones debidas al preeforzado. También deben incluirse los efectos debido a cambios de temperatura, restricción de elementos estructurales adyacentes, asentamiento de la cimentación, flujo plástico y retracción.

4.12.2.3 En el diseño deben considerarse las concentraciones de esfuerzos debidas al preeforzado.

R4.12 – Requisitos para tipos específicos de construcción

Esta sección contiene requisitos relacionados con tipos específicos de construcción. Requisitos adicionales específicos para los tipos de miembros se encuentran en el capítulo correspondiente al tipo de miembro.

R4.12.1 Sistemas de concreto prefabricado — Todos los requisitos de este Reglamento se aplican a los sistemas y miembros prefabricados a menos que se excluyan de manera específica. Además, algunos requisitos se aplican específicamente al concreto prefabricado. Esta sección contiene requisitos específicos para sistemas prefabricados. Otras secciones del reglamento también presentan requisitos específicos como el recubrimiento de concreto requerido para sistemas prefabricados.

Los sistemas prefabricados difieren de los sistemas monolíticos debido a que el tipo de restricción en los apoyos, la ubicación de los mismos y los esfuerzos inducidos en el cuerpo del elemento varían durante la fabricación, almacenamiento, transporte, montaje y configuración final interconectada. En consecuencia, las fuerzas de diseño del miembro que se deben considerar pueden diferir en magnitud y dirección en diferentes secciones críticas que varían en las diversas etapas de construcción. Por ejemplo, un elemento prefabricado puede estar simplemente apoyado para efectos de carga muerta antes de que la continuidad en las conexiones de apoyo sea establecida y puede ser un elemento continuo para los efectos de las cargas vivas o ambientales debidas a la continuidad de momento creada por las conexiones después del montaje.

R4.12.2 Sistemas de concreto preeforzado — El preeforzado, como se usa en este Reglamento, se refiere al pretensado, postensado adherido o postensado no adherido. Todos los requisitos en este Reglamento se aplican a los sistemas y miembros preeforzados a menos que sea excluido de manera específica. Esta sección contiene requisitos específicos para los sistemas de concreto preeforzados. Otras secciones del Reglamento también presentan requisitos específicos como el recubrimiento de concreto requerido para sistemas preeforzados.

Los efectos del flujo plástico y retracción pueden ser mayores en las estructuras de concreto preeforzado que en las de concreto no preeforzadas debido a las fuerzas de preeforzado y porque las estructuras preeforzadas normalmente tienen menos refuerzo adherido. Los efectos de los movimientos por flujo plástico y retracción pueden requerir mayor atención que la que normalmente se requiere para el

REGLAMENTO

4.12.2.4 Al calcular las propiedades de la sección antes de la adherencia del acero de preeforzado, debe considerarse el efecto de la pérdida de área debida a ductos de postensado abiertos

antes de que el mortero de inyección haya logrado su resistencia de diseño.

4.12.2.5 Se permite que los tendones de postensados sean externos a cualquier sección del elemento. Para evaluar los efectos de las fuerzas de los tendones externos en la estructura de concreto se deben usar los métodos de diseño por resistencia y funcionamiento indicados en este Reglamento.

4.12.3 Elementos a flexión de concreto compuesto

4.12.3.1 Los requisitos de este Reglamento aplican al diseño de miembros de concreto compuesto sometidos a flexión, como se define en el Capítulo 2.

4.12.3.2 Los miembros individuales se deben diseñar para todas las etapas críticas de carga.

4.12.3.3 Todos los miembros deben diseñarse para resistir las cargas introducidas antes del desarrollo completo de la resistencia de diseño del elemento compuesto.

4.12.3.4 Se debe detallar el refuerzo requerido para minimizar la fisuración y prevenir la separación de los componentes individuales de los miembros compuestos.

4.12.4 Construcción compuesta en acero y concreto

4.12.4.1 Los miembros compuestos sometidos a compresión incluyen todos los miembros que estén reforzados longitudinalmente con perfiles de acero estructural, tuberías o tubos, con o sin barras longitudinales.

4.12.4.2 Los miembros compuestos sometidos a compresión deben diseñarse de acuerdo con las disposiciones del Capítulo 10.

4.12.5 Sistemas de concreto estructural simple

4.12.5.1 El diseño de miembros de concreto estructural simple, tanto construidos en sitio como prefabricados, debe cumplir con las disposiciones del Capítulo 14.

4.13 — Construcción e inspección

4.13.1 Las especificaciones para ejecución de la construcción deben cumplir con los requisitos del Capítulo 26.

4.13.2 La inspección durante la construcción debe cumplir con los requisitos del Capítulo 26 y con el reglamento general de construcción.

COMENTARIO

concreto no preeforzado. Estos movimientos pueden aumentar las pérdidas de preefuerzo.

El diseño de construcciones postensadas externamente debe considerar los aspectos de protección de corrosión y resistencia al fuego aplicables a ese sistema estructural.

R4.12.3 Elementos a flexión de concreto compuesto — Esta sección trata sobre los miembros de concreto estructural, ya sea prefabricados o construidos en sitio, preeforzados o no preeforzados, que consisten en elementos de concreto construidos en instantes diferentes y que actúan como un elemento compuesto una vez cargados después de que el concreto de la última etapa de construcción haya fraguado. Todos los requisitos de este Reglamento se aplican a esos miembros a menos que se excluya de manera específica. Además, algunos requisitos se aplican específicamente a los miembros de concreto compuesto sometidos a flexión. Esta sección contiene los requisitos específicos para esos elementos y que no están cubiertos en los capítulos aplicables de los elementos.

R4.12.4 Construcción compuesta en acero y concreto — Dentro del alcance de este Reglamento, solo se tratan columnas compuestas de acero y concreto.

4.13 — Construcción e inspección

El Capítulo 26 ha sido organizado para recoger en una sola ubicación la información sobre diseño, cumplimiento de requisitos y disposiciones para la inspección que debe ser especificada en los documentos de construcción. Puede haber información adicional que deba incluirse en los documentos de construcción que no está cubierta en el Capítulo 26.

REGLAMENTO

4.14 — Evaluación de la resistencia de estructuras existentes

4.14.1 La evaluación de la resistencia de estructuras existentes debe cumplir con los requisitos del Capítulo 27.

COMENTARIO

R4.14 — Evaluación de la resistencia de estructuras existentes

Los requisitos del Capítulo 27 para la evaluación de la resistencia de estructuras existentes mediante pruebas físicas de carga tratan solamente la evaluación de estructuras sometidas a cargas gravitacionales. El Capítulo 27 también cubre la evaluación de la resistencia de las estructuras existentes mediante evaluación analítica, la cual puede ser usada para cargas gravitacionales así como también para otras cargas como las producidas por sismo o viento.



NOTAS

4



REGLAMENTO**COMENTARIO****CAPÍTULO 5 — CARGAS****5.1 — Alcance**

5.1.1 Este capítulo debe aplicarse para la selección de las combinaciones y factores de carga empleados en diseño, exceptuando lo que se permite en el Capítulo 27.

5.2 — Generalidades

5.2.1 Las cargas deben incluir el peso propio, las cargas aplicadas y los efectos debidos al preesforzado, sismo, restricciones a los cambios de volumen y asentamientos diferenciales.

5.2.2 Las cargas y las Categorías de Diseño Sísmico (CDS) deben cumplir con los requisitos del reglamento general de construcción, o bien deben ser definidas por la autoridad competente que tenga jurisdicción.

R5 — CARGAS**R5.2 — Generalidades**

R5.2.1 Los requisitos del Reglamento están asociados con cargas muertas, cargas vivas, cargas por viento y sísmicas, como las recomendadas en ASCE/SEI 7.

Si las cargas de servicio especificadas por el reglamento general de construcción difieren de las del ASCE/SEI 7, regirán las del reglamento general de construcción. Sin embargo, si la naturaleza de las cargas contenidas en el reglamento general de construcción difiere en forma considerable de las cargas del ASCE/SEI 7, puede ser necesario modificar algunos requisitos de este Reglamento para reflejar la diferencia.

R5.2.2 En este Reglamento, las Categorías de Diseño Sísmico (CDS) fueron adoptadas directamente del ASCE/SEI 7. En el “International Building Code” (IBC 2012) y en el “National Fire Protection Association NFPA 5000” (NFPA 2009) se usan designaciones similares. El BOCA National Building Code (BOCA 1999) y el “Standard Building Code” (SBC 1999) utilizaban categorías de comportamiento sísmico. El “Uniform Building Code” (UBC 1997) relaciona los requisitos de diseño sísmico con zonas sísmicas, mientras que las ediciones anteriores al 2008 del ACI 318 relacionaban los requisitos de diseño sísmico con el nivel de riesgo sísmico. En la Tabla R5.2.2 se correlacionan las categorías de diseño sísmico con la terminología de riesgo sísmico bajo, intermedio o moderado y alto utilizada por el ACI 318 en varias ediciones anteriores al 2008, e igualmente con los diferentes métodos para asignar los requisitos de diseño en uso en los Estados Unidos bajo diferentes reglamentos modelo de construcción, el ASCE/SEI 7 y el “National Earthquake Hazard Reduction Program” (1994).

En este Reglamento, los requisitos de diseño para resistencia sísmica están determinados por la CDS a la cual se asigne la estructura. En general, la CDS se refiere al nivel de amenaza sísmica, el tipo de suelo, la naturaleza de la ocupación y uso de la edificación. La asignación de una edificación a una CDS está regida por el reglamento general de construcción más que por las disposiciones de este Reglamento.

REGLAMENTO

COMENTARIO

Tabla R5.2.2 — Correlación entre la terminología relacionada con los sismos en los reglamentos modelo

Reglamento, norma o documento de referencia y edición	Nivel de riesgo sísmico o categorías de desempeño o diseño sísmico asignadas como se definen en este Reglamento		
ACI 318-08, ACI 318-11, ACI 318-14; IBC 2000, 2003, 2006, 2009, 2012; NFPA 5000, 2003, 2006, 2009, 2012; ASCE 7-98, 7-02, 7-05, 7-10; NEHRP 1997, 2000, 2003, 2009	CDS ^[1] A, B	CDS C	CDS D, E, F
ACI 318-05 y ediciones anteriores	Riesgo sísmico bajo	Riesgo sísmico moderado o intermedio	Riesgo sísmico alto
BOCA National Building Code 1993, 1996, 1999; Standard Building Code 1994, 1997, 1999; ASCE 7-93, 7-95; NEHRP 1991, 1994	CCS ^[2] A, B	CCS C	CCS D; E
Uniform Building Code 1991, 1994, 1997	Zona sísmica 0, 1	Zona sísmica 2	Zona sísmica 3, 4

^[1]CDS = *categoría de diseño sísmico* (seismic design category – SDC en inglés) como se define en el reglamento, norma o documento de referencia.

^[2]CCS = *categoría de comportamiento sísmico* (seismic performance category – SPC en inglés) como se define en el reglamento, norma o documento de referencia.

En ausencia de un reglamento general de construcción que defina las fuerzas y zonificación sísmicas, es la intención del Comité 318 que la aplicación de los requisitos para el diseño sismo resistente sean congruentes con la normativa nacional o reglamentos modelos generales de construcción como ASCE/SEI 7, IBC (2012), y NFPA (2012). Los reglamentos modelo de construcción también especifican factores de sobre resistencia, Ω_0 , relacionados con el sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas utilizado y que se emplean en el diseño de ciertos elementos.

5.2.3 Se permiten reducciones de carga viva de acuerdo con el reglamento general de construcción o, en ausencia de un reglamento general de construcción, de acuerdo con ASCE/SEI 7.

5.3 — Combinaciones y factores y de carga

5.3.1 La resistencia requerida U debe ser por lo menos igual al efecto de las cargas mayoradas de la Tabla 5.3.1, con las excepciones y adiciones de 5.3.3 a 5.3.12.

R5.3 — Combinaciones y factores y de carga

R5.3.1 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 el reglamento general de construcción multiplicadas por los factores de carga apropiados.

El factor asignado a cada carga está influenciado por el grado de precisión con el cual normalmente se puede calcular la carga y por las variaciones esperadas para dicha carga durante la vida de la estructura. Por esta razón, a las cargas

REGLAMENTO

COMENTARIO

Tabla 5.3.1 — Combinaciones de carga

Combinación de carga	Ecuación	Carga primaria
$U = 1.4D$	(5.3.1a)	D
$U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	(5.3.1b)	L
$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1.0L \text{ ó } 0.5W)$	(5.3.1c)	$L_r \text{ ó } S \text{ ó } R$
$U = 1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	(5.3.1d)	W
$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$	(5.3.1e)	E
$U = 0.9D + 1.0W$	(5.3.1f)	W
$U = 0.9D + 1.0E$	(5.3.1g)	E

muertas que se determinan con mayor precisión y son menos variables se les asigna un factor de carga más bajo que a las cargas vivas. Los factores de carga también toman en cuenta variabilidades inherentes del análisis estructural empleado al calcular los momentos y cortantes.

El Reglamento presenta 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 diseñador no debe suponer que estén cubiertos todos los casos.

Debe darse la debida consideración al signo (positivo o negativo) en la determinación de U en 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 muerta reduce los efectos de otras cargas. 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 pueden producir una combinación de carga más desfavorable.

Deben considerarse las diversas combinaciones de carga con el fin de determinar la condición de diseño crítica. Esto resulta particularmente cierto cuando la resistencia depende de más de un efecto de carga, tal como la resistencia a flexión y carga axial combinadas, o la resistencia a cortante, en elementos con carga axial.

Si algunas circunstancias inusuales requieren mayor confiabilidad en la resistencia de algún elemento en particular, distinta de aquella que se encuentra en la práctica acostumbrada, puede resultar apropiada para dichos elementos una disminución en los factores de reducción de resistencia ϕ o un aumento en los factores de carga estipulados.

El factor de carga por lluvia **R** en las ecuaciones (5.3.1b), (5.3.1c) y (5.3.1d) debe responder por todas las posibles acumulaciones de agua. Las cubiertas deben diseñarse con una pendiente o inclinación suficiente para asegurar un drenaje adecuado que resulte de cualquier deflexión a largo plazo de la cubierta debido a las cargas muertas. Si la deflexión de los elementos de la cubierta pudiera producir acumulación de agua acompañado de un aumento de la deflexión y mayor acumulación de agua, el diseño debe asegurar que este proceso se limite por sí mismo.

Los reglamentos de construcción modelos y las referencias de cargas de diseño se refieren a las fuerzas de sismo al nivel de resistencia y el factor correspondiente es 1.0 (ASCE/SEI 7; BOCA/NBC-99; SBC-99; UBC-97; IBC 2012). En la ausencia de un reglamento de construcción general que determine el nivel de resistencia ante los efectos del sismo, se requeriría un factor mayor para **E**.

5.3.2 Debe investigarse el efecto de una o más cargas que no actúen simultáneamente.

5.3.3 Se permite reducir a 0.5 el factor de carga viva **L** en las ecuaciones (5.3.1c), (5.3.1d) y (5.3.1e), excepto para (a), (b) o (c):

R5.3.3 La modificación al factor de carga de este requisito, es diferente a las reducciones de carga viva basadas en el área cargada que permite el reglamento general de

REGLAMENTO

- (a) Estacionamientos.
- (b) Áreas ocupadas como lugares de reunión pública.
- (c) En todas las áreas donde L sea superior a 100 lb/pie².

COMENTARIO

construcción. La reducción de carga viva, basada en el área de carga, ajusta la carga viva nominal (L_0 en ASCE/SEI 7) a L . La reducción de carga viva, como se especifica en el reglamento general de construcción, puede ser usada en combinación con el factor de carga 0.5 especificado en este requisito.

5.3.4 Cuando corresponda, L debe incluir (a) hasta (f):

- (a) Cargas vivas concentradas.
- (b) Cargas vehiculares.
- (c) Cargas de puente grúas.
- (d) Cargas de pasamanos, guardarrieles y sistemas de barreras vehiculares.
- (e) Efectos de impacto.
- (f) Efectos de vibración.

5.3.5 Cuando W , corresponda a cargas de viento a nivel de servicio, debe utilizarse **1.6W** en vez de **1.0W** en las ecuaciones (5.3.1d) y (5.3.1f), y **0.8W** en vez de **0.5W** en la ecuación (5.3.1c).

5.3.6 Los efectos estructurales de las fuerzas debidas a las restricciones por cambios de volumen y asentamiento diferencial, T , deben considerarse en combinación con otras cargas cuando los efectos de T puedan afectar adversamente la seguridad estructural o el desempeño de la estructura. El factor de carga para T debe establecerse considerando la incertidumbre asociada con la magnitud esperada de T , la probabilidad de que el máximo efecto ocurra simultáneamente con otras cargas aplicadas, y las consecuencias potencialmente adversas en caso de que el efecto T sea mayor que el supuesto. El factor de carga de T no puede ser menor que la unidad (1.0).

R5.3.5 En ASCE/SEI 7 convirtió las cargas de viento a cargas al nivel de resistencia, y redujo el factor de carga para viento a la unidad (1.0). El Reglamento requiere el uso del factor de carga para viento anterior de 1.6 cuando se utilicen cargas de viento al nivel de servicio. Para verificaciones de funcionamiento, el comentario del Apéndice C de ASCE/SEI 7 define las cargas de viento W_a al nivel de servicio.

R5.3.6 Existen varias estrategias para tener en cuenta movimientos causados por cambios volumétricos y asentamientos diferenciales. Las restricciones de estos movimientos pueden inducir fuerzas y momentos significativos en los miembros, como tracción en losas, y momentos y fuerzas de cortante en los miembros verticales. Las fuerzas debidas a efectos T rutinariamente no se calculan ni combinan con otros efectos. Los diseñadores prefieren usar técnicas que han funcionado bien en el pasado como es el uso de elementos y conexiones dúctiles que se acomoden al asentamiento diferencial y al movimiento causado por cambio volumétrico, suministrando al mismo tiempo la resistencia requerida para las cargas gravitacionales y laterales. Para limitar los efectos de los cambios volumétricos se utilizan juntas de expansión y franjas de control que se han desempeñado adecuadamente en estructuras similares. El refuerzo de retracción de fraguado y temperatura generalmente se determina con base al área de la sección bruta de concreto y no con base en fuerzas calculadas.

Cuando los movimientos de la estructura puedan producir daño en elementos de baja ductilidad, el cálculo de la fuerza estimada debe tener en cuenta la variabilidad inherente del movimiento esperado y de la respuesta de la estructura.

Un estudio a largo plazo sobre los cambios volumétricos en estructuras prefabricadas (Klein and Lindenberg 2009), contiene recomendaciones de procedimientos para tener en cuenta la rigidez de las conexiones, la exposición térmica, el ablandamiento de los elementos debido al flujo plástico y otros factores que influyen en las fuerzas T .

Fintel et al. (1986) presenta información sobre las magnitudes de los efectos de los cambios volumétricos en estructuras altas y recomienda procedimientos para incluir las fuerzas resultantes de esos efectos en el diseño.

REGLAMENTO

COMENTARIO

5.3.7 Cuando la carga de fluido F esté presente, debe incluirse en las ecuaciones de combinación de carga de 5.3.1 de acuerdo con lo indicado en (a), (b), (c) o (d):

- (a) Cuando F actúa solo o incremente los efectos de D , se debe incluir con un factor de carga de 1.4 en la ecuación (5.3.1a);
- (b) Cuando F incrementa la carga primaria, se debe incluir con un factor de carga de 1.2 en las ecuaciones (5.3.1b) hasta (5.3.1e);
- (c) Cuando el efecto de F sea permanente y contrarreste la carga primaria, se debe incluir con un factor de carga de 0.9 en la ecuación (5.3.1g);
- (d) Cuando el efecto de F no es permanente, pero cuando está presente, contrarresta el efecto de la carga primaria, F no se debe incluir en las ecuaciones (5.3.1a) hasta (5.3.1g).

5.3.8 Cuando el empuje lateral del suelo, H , esté presente, se debe incluir en las combinaciones de carga de 5.3.1, con factores de carga que se ajusten a lo indicado en (a), (b), o (c):

- (a) Cuando H actúe solo o incremente el efecto de otras cargas, debe incluirse con un factor de carga de 1.6.
- (b) Cuando el efecto de H es permanente y contrarreste el efecto de la carga primaria, debe incluirse con un factor de carga de 0.9.
- (c) Cuando el efecto de H no es permanente, pero cuando está presente contrarresta el efecto de la carga primaria, no se debe incluir H .

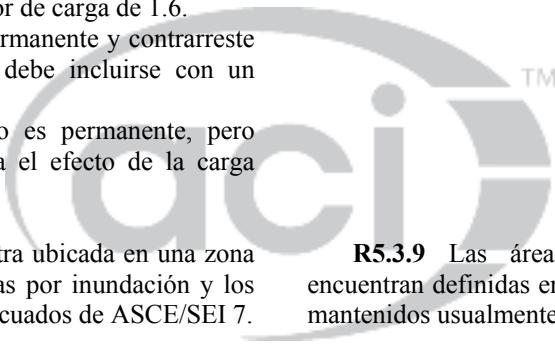
5.3.9 Si una estructura se encuentra ubicada en una zona de inundación, deben usarse las cargas por inundación y los factores y combinaciones de carga adecuados de ASCE/SEI 7.

5.3.10 Si una estructura se encuentra afectada por fuerzas debidas a cargas de hielo atmosférico (granizo), deben usarse las cargas por hielo y los factores y combinaciones de carga adecuados de ASCE/SEI 7.

5.3.11 La resistencia requerida U debe incluir los efectos internos debidos a las reacciones inducidas por el preesforzado con un factor de carga de 1.0.

5.3.12 En el diseño de áreas de anclaje de postensado, se debe aplicar un factor de carga de 1.2 a la fuerza máxima del gato de tensionamiento.

R5.3.8 El factor de carga requerido para presión lateral proveniente de empuje del suelo, agua en el suelo y otros materiales refleja su variabilidad y la posibilidad que el material pueda ser removido. El comentario de ASCE/SEI 7 incluye una discusión muy útil con respecto a los factores de carga para H .



R5.3.9 Las áreas susceptibles de inundaciones se encuentran definidas en los mapas de amenaza de inundación mantenidos usualmente por la autoridad competente local.

R5.3.10 La acumulación de hielo en un elemento estructural aumenta la carga aplicada y el área proyectada expuesta al viento. El ASCE/SEI 7 define mapas con los espesores probables de hielo formado por la caída de granizo, con ráfagas simultáneas de velocidad del viento de 3 segundos con período de retorno de 50 años.

R5.3.11 Para estructuras estáticamente indeterminadas, los momentos debidos a las reacciones inducidas por las fuerzas de preesforzado, algunas veces llamados momentos secundarios, pueden ser importantes (Bondy 2003; Lin and Thornton 1972; Collins and Mitchell 1997).

R5.3.12 El factor de carga 1.2 para la máxima fuerza aplicada por el gato al tendón da como resultado una carga de diseño de aproximadamente un 113 por ciento la resistencia especificada a la fluencia del acero de preesforzado, pero no mayor a 96 por ciento de la resistencia nominal a tracción del acero de preesforzado. Esto se compara bien con la máxima resistencia del anclaje, la cual es al menos 95 por ciento de la resistencia nominal del refuerzo de preesforzado.

REGLAMENTO**COMENTARIO****NOTAS:****5**

REGLAMENTO**CAPÍTULO 6 — ANÁLISIS ESTRUCTURAL****6.1 — Alcance**

6.1.1 Los requisitos de este capítulo se aplican a los métodos de análisis, los modelos analíticos de miembros y sistemas estructurales, y al cálculo de los efectos producidos por las cargas.

COMENTARIO**R6 — ANÁLISIS ESTRUCTURAL****R6.1 — Alcance**

Los requisitos relacionados con el análisis estructural de los reglamentos anteriores se reorganizaron para aclarar los requisitos de análisis de este Reglamento.

La Sección 6.2 presenta requisitos generales que son aplicables a todos los procedimientos de análisis.

La Sección 6.2.4 dirige al profesional facultado para diseñar respecto a requisitos específicos de análisis que no se encuentran en este capítulo. Las Secciones 6.2.4.1 y 6.2.4.2 identifican los requisitos de análisis específicos para losas en dos direcciones y muros.

La Sección 6.3 presenta las suposiciones de modelado empleadas para establecer el modelo a analizar.

La Sección 6.4 establece los diferentes requisitos de la carga viva que deben considerarse en el análisis.

La Sección 6.5 presenta un método simplificado de análisis para vigas continuas no preesforzadas y losas en una dirección no preesforzadas el cual puede usarse en lugar de un análisis más riguroso cuando se cumplen las condiciones especificadas.

La Sección 6.6 contiene requisitos para un análisis completo de primer orden. En el análisis se incluyen secciones fisuradas y flujo plástico.

La Sección 6.7 incluye requisitos para análisis elástico de segundo orden. Se requiere incluir los efectos del flujo plástico y la fisuración.

La Sección 6.8 incluye requisitos para un análisis inelástico de segundo orden.

La Sección 6.9 incluye los requisitos para el uso del método de elementos finitos.

R6.2 — Generalidades**6.2— Generalidades**

6.2.1 Se permite modelar matemáticamente los miembros y sistemas estructurales de acuerdo con 6.3.

6.2.2 Todos los miembros y sistemas estructurales deben analizarse para determinar los efectos máximos producidos por las cargas, incluyendo las diferentes disposiciones de la carga viva de acuerdo con 6.4.

6.2.3 Los métodos de análisis permitidos por este capítulo comprenden de (a) hasta (e):

- (a) El método simplificado para el análisis de vigas continuas y losas en una dirección con cargas gravitacionales de 6.5.
- (b) Análisis de primer orden de 6.6.
- (c) Análisis elástico de segundo orden de 6.7.
- (d) Análisis inelástico de segundo orden de 6.8.
- (e) Análisis con elementos finitos de 6.9.

R6.2.3 El análisis de primer orden satisface las ecuaciones de equilibrio utilizando la geometría de la estructura no deformada. Cuando se consideran solamente los resultados de un análisis de primer orden no se están teniendo en cuenta los efectos de esbeltez. Debido a que estos efectos pueden ser importantes, la Sección 6.6 presenta procedimientos para calcular tanto los efectos de esbeltez ($P\delta$) de los miembros individuales así como los efectos del desplazamiento lateral de toda la estructura ($P\Delta$) empleando los resultados del análisis de primer orden.

Un análisis de segundo orden satisface las ecuaciones de equilibrio utilizando la geometría de la estructura deformada. Cuando el análisis de segundo orden emplea nodos a lo largo de los miembros a compresión, el análisis tiene en cuenta tanto los efectos de esbeltez debidos a los desplazamientos laterales a lo largo del miembro como los debidos al desplazamiento lateral de toda la estructura. Cuando el análisis de segundo orden emplea solamente nodos en la

REGLAMENTO

COMENTARIO

6

6.2.4 Los métodos de análisis adicionales permitidos incluyen de 6.2.4.1 hasta 6.2.4.4.

6.2.4.1 Para losas en dos direcciones, se permite el análisis para cargas gravitacionales de acuerdo con (a) o (b):

- (a) Método de diseño directo de 8.10.
- (b) Método del pórtico equivalente de 8.11.

6.2.4.2 Se permite analizar los muros esbeltos para efectos fuera del plano de acuerdo con 11.8.

6.2.4.3 Los diafragmas se pueden analizar de acuerdo con 12.4.3.

6.2.4.4 Se permite analizar un miembro o región usando el método puntal-tensor de acuerdo con los requisitos del Capítulo 23.

6.2.5 Se permite ignorar los efectos de esbeltez siempre que se cumpla (a) o (b):

- (a) Para columnas no arriostradas contra desplazamientos laterales

$$\frac{k\ell_u}{r} \leq 22 \quad (6.2.5a)$$

- (b) Para columnas arriostradas contra desplazamientos laterales

$$\frac{k\ell_u}{r} \leq 34 + 12(M_1/M_2) \quad (6.2.5b)$$

y

$$\frac{k\ell_u}{r} \leq 40 \quad (6.2.5c)$$

donde M_1/M_2 es negativo si la columna está en curvatura simple y positivo si está en doble curvatura.

Cuando los elementos de arriostramiento de un piso tienen una rigidez total de al menos 12 veces la rigidez lateral bruta de las columnas en la dirección considerada, se permite considerar que las columnas del piso están arriostradas contra desplazamientos laterales.

6.2.5.1 Se puede calcular el radio de giro, r , usando (a), (b), o (c):

intersección de los miembros, el análisis tiene en cuenta los efectos del desplazamiento lateral de toda la estructura, pero ignora los efectos de esbeltez de los miembros individuales. En este caso, se emplea el método de magnificación de momentos (6.6.4) para determinar los efectos de la esbeltez de los miembros individuales.

El análisis utilizando elementos finitos se introdujo en el Reglamento de 2014 para reconocer explícitamente un método de análisis utilizado ampliamente.

R6.2.5 En muchas estructuras, los efectos de segundo orden son despreciables. En estos casos, no es necesario considerar los efectos de la esbeltez y se pueden diseñar los miembros sometidos a compresión tales como columnas, muros o arriostramientos, con base en las fuerzas determinadas por medio de un análisis de primer orden. Los efectos de la esbeltez pueden ser ignorados tanto en los sistemas arriostrados como en los no arriostrados dependiendo de la relación de esbeltez ($k\ell_u/r$) del miembro.

La convención de signos para M_1/M_2 ha sido actualizada de tal manera que M_1/M_2 es negativa si el miembro está deformado en curvatura simple y positiva si lo está en doble curvatura. Lo anterior corresponde a un cambio respecto a la convención de signos del reglamento de 2011.

La principal ayuda de diseño para estimar el factor de longitud efectiva k son los Ábacos de Alineamiento de Jackson y Moreland (Fig. R6.2.5) los cuales permiten la determinación gráfica de k para una columna de sección transversal constante en un pórtico de varios vanos (ACI SP-17 1990; Column Research Council 1966).

Las ecuaciones (6.2.5b) y (6.2.5c) se basan en la ecuación (6.6.4.5.1) suponiendo que un incremento del 5 por ciento en los momentos debido a la esbeltez es aceptable (MacGregor et al. 1970). Como primera aproximación, k puede ser igual a 1.0 en las ecuaciones (6.2.5b) y (6.2.5c).

La rigidez del arriostramiento lateral se considera con base en las direcciones principales del sistema estructural. Los elementos de arriostramiento en las estructuras típicas consisten en muros de cortante o arriostramientos laterales. La

REGLAMENTO

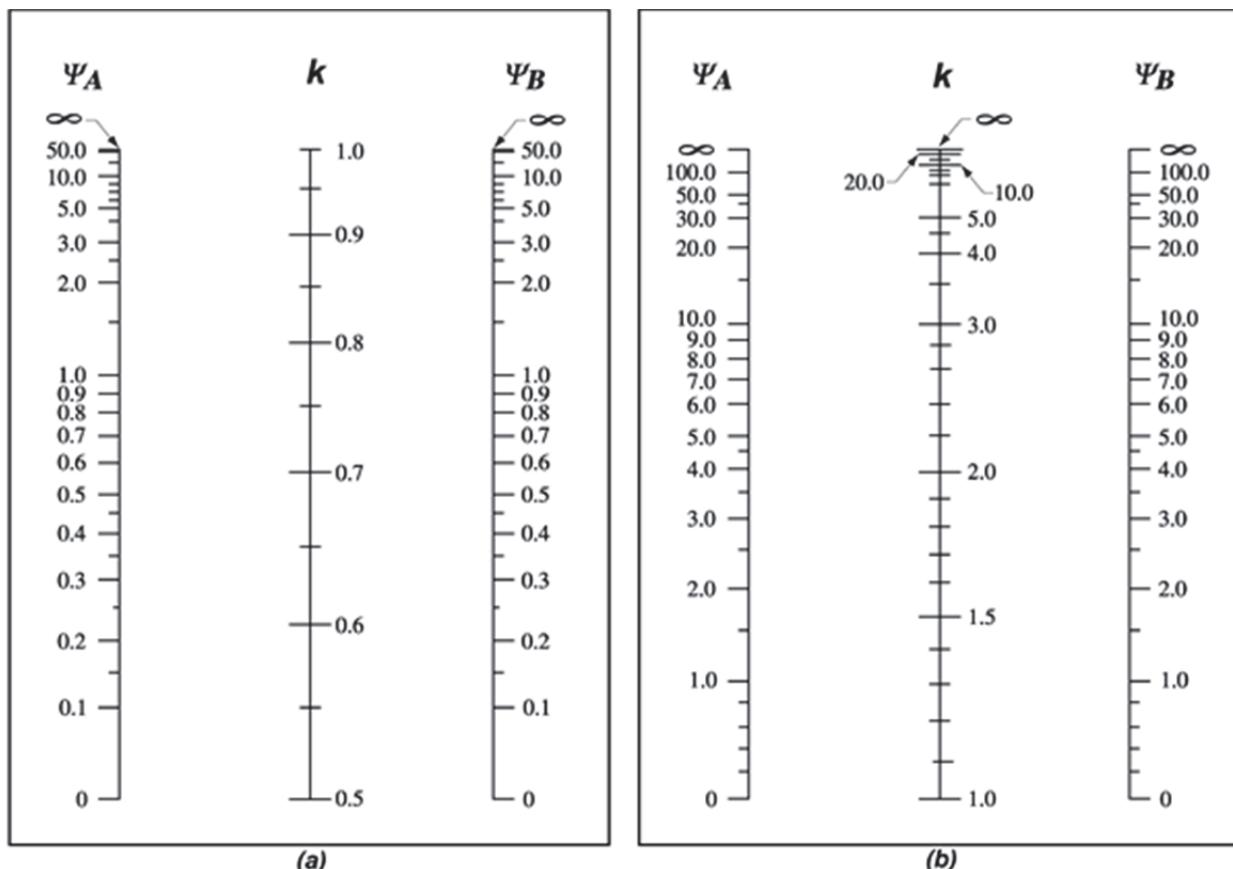
$$(a) r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} \quad (6.2.5.1)$$

(b) 0.30 veces la dimensión de la sección en la dirección en la cual se está considerando la estabilidad para columnas rectangulares

(c) 0.25 veces el diámetro de las columnas circulares.

COMENTARIO

respuesta torsional del sistema resistente ante fuerzas laterales debido a la excentricidad del sistema estructural puede incrementar los efectos de segundo orden y debe ser considerada.



Estructuras arriostradas contra desplazamiento lateral

Estructuras no arriostradas contra desplazamiento lateral

Ψ = relación de $\Sigma(EI/\ell_c)$ de las columnas con respecto a $\Sigma(EI/\ell)$ de las vigas en el mismo plano en un extremo de la columna

ℓ = luz de la viga medida centro a centro de los apoyos

Fig. R6.2.5 — Factor de longitud efectiva k .

6.2.5.2 Para columnas compuestas, el radio de giro, r , no debe ser mayor de:

$$r = \sqrt{\frac{(E_c I_g / 5) + E_s I_{sx}}{(E_c A_g / 5) + E_s A_{sx}}} \quad (6.2.5.2)$$

Para calcular A_{sx} e I_{sx} , se permite emplear las barras longitudinales localizadas dentro del núcleo de concreto confinado por el acero estructural o dentro del refuerzo transversal que rodea un núcleo de acero estructural.

R6.2.5.2 Se incluye la ecuación (6.2.5.2) porque los requisitos de 6.2.5.1 para estimar el radio de giro son demasiado conservadores para los tubos llenos con concreto y no se aplican a miembros con perfiles estructurales embebidos.

REGLAMENTO

6.2.6 A menos que los efectos de esbeltez se desprecien de acuerdo con 6.2.5, el diseño de columnas, vigas de arriostramiento, y otros miembros que den soporte lateral debe basarse en las fuerzas y momentos mayorados teniendo en cuenta los efectos de segundo orden de acuerdo con 6.6.4, 6.7, ó 6.8. M_u , incluyendo los efectos de segundo orden, no debe exceder $1.4M_u$ debido a los efectos de primer orden.

COMENTARIO

R6.2.6 El diseño con efectos de segundo orden puede basarse ya sea en el procedimiento de magnificación de momento (MacGregor et al. 1970; MacGregor 1993; Ford et al. 1981), en un análisis elástico de segundo orden, o en un análisis inelástico de segundo orden. La Fig. R6.2.6 se presenta para ayudar a los diseñadores en la aplicación de los requisitos de esbeltez del Reglamento.

Los momentos en los extremos de los miembros en compresión, tales como columnas, muros o riostras, deben considerarse en el diseño de los miembros a flexión adyacentes. En estructuras arriostradas contra el desplazamiento lateral, no hay necesidad de considerar los efectos de la magnificación de los momentos en los extremos en el diseño de las vigas adyacentes. En estructuras no arriostradas contra el desplazamiento lateral, la magnificación de los momentos en los extremos debe tenerse en cuenta en el diseño de los miembros a flexión adyacentes.

Se han desarrollado varios métodos para evaluar los efectos de esbeltez en miembros a compresión sometidos a flexión biaxial. Una revisión crítica de algunos de estos métodos se presenta en Furlong et al. (2004).

Si el peso de una estructura es alto en relación a su rigidez lateral, pueden presentarse efectos $P\Delta$ excesivos con momentos secundarios mayores que el 25 por ciento de los momentos primarios. Los efectos $P\Delta$ pueden eventualmente presentar singularidad en la solución de las ecuaciones de equilibrio, indicando inestabilidad física de la estructura (Wilson 1997). Investigaciones analíticas (MacGregor and Hage 1977) de pórticos de concreto reforzado indicaron que la probabilidad de falla por inestabilidad aumenta rápidamente cuando el índice de estabilidad Q , definido en la ecuación 6.6.4.4.1, excede 0.2, lo cual es equivalente a tener una relación entre momentos secundarios y primarios de 1.25. Según el ASCE/SEI 7, el valor máximo del coeficiente de estabilidad θ , similar al coeficiente de estabilidad Q del ACI, es 0.25. Este valor de 0.25 es equivalente a una relación entre momentos secundarios y primarios de 1.33. Por esta razón, se definió un límite superior de 1.4 en la relación entre momentos secundarios y primarios.

REGLAMENTO

COMENTARIO

6

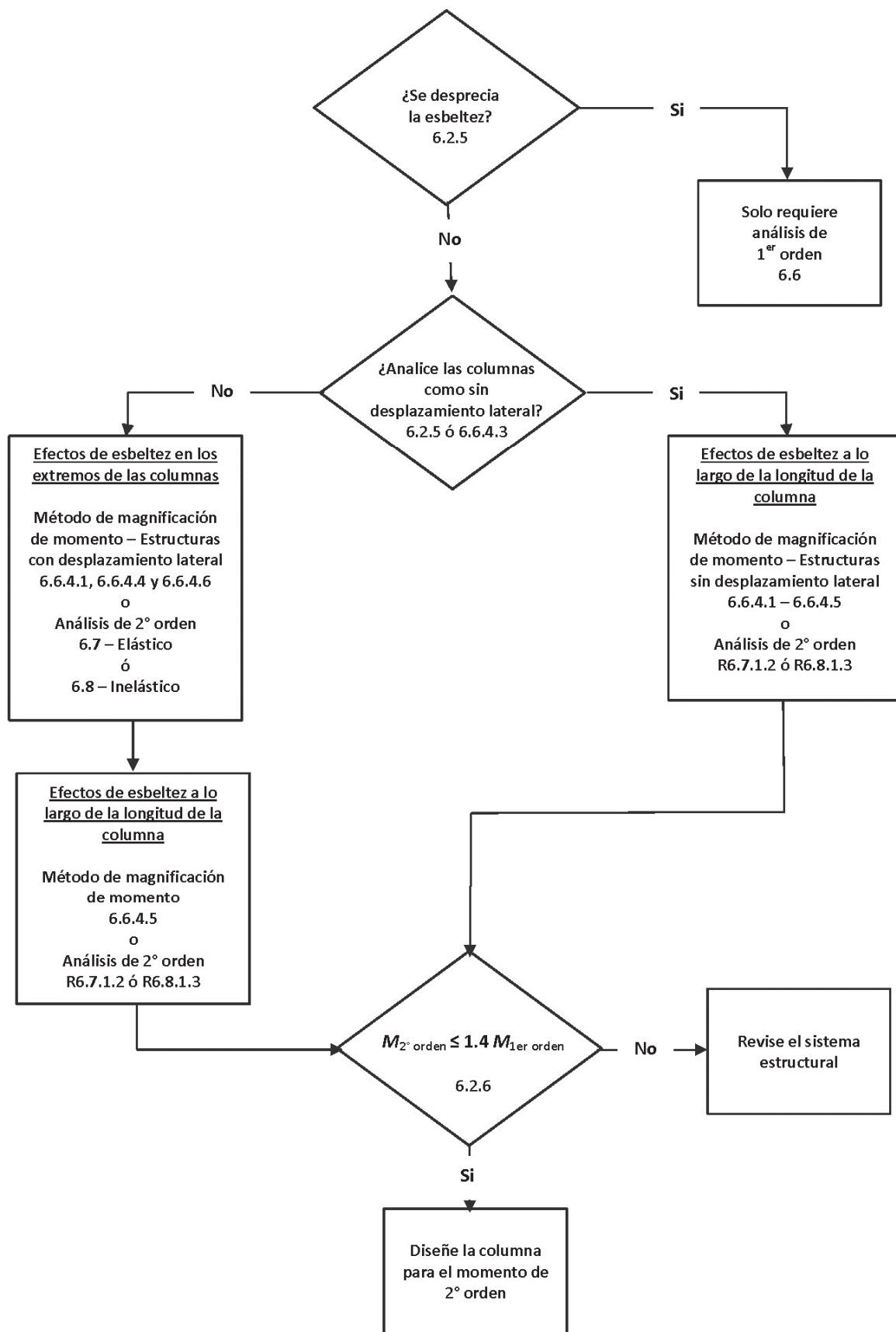


Fig. R6.2.6 — Diagrama de flujo para determinar los efectos de esbeltez en columnas.

REGLAMENTO**6.3 — Suposiciones para definir el modelo****6.3.1 Generalidades**

6.3.1.1 Las rigideces relativas de los miembros que forman parte del sistema estructural se deben basar en suposiciones razonables y congruentes.

6

COMENTARIO**R6.3 — Suposiciones para definir el modelo****R6.3.1 Generalidades**

R6.3.1.1 Idealmente, las rigideces del miembro $E_c I$ y GJ deben reflejar el grado de fisuración y de acción inelástica que ha ocurrido a lo largo de cada miembro inmediatamente antes de la fluencia. Sin embargo, las complejidades asociadas con la selección de las diferentes rigideces de todos los miembros de la estructura, harían ineficientes los análisis estructurales durante el proceso de diseño. De allí que se requieran suposiciones más sencillas para definir las rigideces a flexión y torsión.

En estructuras arriostradas contra desplazamiento lateral, los valores relativos de la rigidez son importantes. En este caso, las dos suposiciones más comunes consisten en utilizar $0.5I_g$ para las vigas e I_g para las columnas.

Para estructuras no arriostradas contra desplazamiento lateral, es deseable disponer de una estimación realista de I y ésta debería utilizarse si se llevan a cabo análisis de segundo orden. En 6.6.3.1 se presentan guías para la selección de I en este caso.

La necesidad incluir la rigidez a torsión está determinada por dos condiciones 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 la estructura (torsión de equilibrio), o si ésta es debida a la torsión de los miembros con el fin de mantener la compatibilidad de las deformaciones (torsión de compatibilidad). En el caso de la torsión de compatibilidad, la rigidez a torsión usualmente puede despreciarse. En los casos que involucren torsión de equilibrio debe tenerse en cuenta la rigidez a torsión.

6.3.1.2 Para calcular los momentos y cortantes debidos a cargas gravitacionales en columnas, vigas y losas se permite usar un modelo limitado a los miembros del nivel en consideración y a las columnas inmediatamente por encima y por debajo de ese nivel. En las columnas construidas monolíticamente con la estructura, sus extremos lejanos pueden considerarse empotrados.

6.3.1.3 En el modelo de análisis deben considerarse los efectos de la variación de las propiedades de la sección transversal del miembro, tales como el efecto producido por cartelas.

6.3.2 Geometría de las vigas T

6.3.2.1 En la construcción de vigas T no preesforzadas, construidas para soportar losas monolíticas o compuestas, el ancho efectivo de la losa usada como ala, b_f , debe incluir el ancho b_w del alma de la viga más un ancho sobresaliente efectivo del ala, de acuerdo con la Tabla 6.3.2.1, donde h es el espesor de la losa y s_w es la distancia libre a la siguiente alma.

R6.3.1.3 En el documento Portland Cement Association (1972) se presentan coeficientes de rigidez y de momento de empotramiento de miembros acartelados.

R6.3.2 Geometría de las vigas T

R6.3.2.1 En ACI 318-11, el ancho de la losa efectivo como ala de la viga T estaba limitado a un cuarto de la luz. El Reglamento, ahora, permite un octavo de la luz a cada lado del alma de la viga. Esto se hizo para simplificar la Tabla 6.3.2.1 y tiene un impacto despreciable en los diseños.

REGLAMENTO

COMENTARIO

Tabla 6.3.2.1 — Límites dimensionales del ancho sobresaliente del ala para vigas T

Ubicación del ala	Ancho sobresaliente efectivo del ala, más allá de la cara del alma	
A cada lado del alma	El menor de:	$8h$
		$s_w/2$
		$\ell_n/8$
A un solo lado	El menor de:	$6h$
		$s_w/2$
		$\ell_n/12$

6.3.2.2 En vigas T no preeforzadas aisladas, en las cuales se utilice la forma T para proporcionar por medio del ala un área adicional de compresión, el ala debe tener un espesor mayor o igual a $0.5b_w$ y un ancho efectivo del ala menor o igual a $4b_w$.

6.3.2.3 En vigas T preeforzadas, se permite usar la geometría establecida en 6.3.2.1 y 6.3.2.2.

R6.3.2.3 Los requisitos empíricos de 6.3.2.1 y 6.3.2.2 fueron desarrollados para vigas T no preeforzadas. En lo posible para vigas T preeforzadas, debe utilizarse el ancho de ala indicado en 6.3.2.1 y 6.3.2.2 a menos que la experiencia haya demostrado que pueden variarse de forma segura y satisfactoria. Muchos productos preeforzados estándar que actualmente están en uso no satisfacen los requisitos de ancho efectivo de ala de 6.3.2.1 y 6.3.2.2, pero han demostrado un comportamiento satisfactorio. Por esta razón, se deja al juicio y experiencia del profesional facultado para diseñar la determinación del ancho efectivo del ala. En el análisis elástico y en las consideraciones de diseño no es necesariamente conservador utilizar el ancho máximo de ala permitido en 6.3.2.1.

6.4 — Disposición de la carga viva

6.4.1 En el diseño para cargas gravitacionales de pisos o cubiertas, se permite suponer que la carga viva se aplica únicamente al nivel bajo consideración.

6.4.2 Para sistema de losas en una dirección y vigas, se permite suponer (a) y (b):

- (a) El momento máximo positivo M_u cerca del centro de la luz ocurre con L mayorada colocada en el vano y en vanos alternados
- (b) El momento máximo negativo M_u en un apoyo ocurre con L mayorada colocada en los vanos adyacentes solamente

6.4.3 Para sistema de losas en dos direcciones, los momentos mayorados se deben calcular según 6.4.3.1, 6.4.3.2 ó 6.4.3.3 y deben ser equivalentes, al menos, a los momentos resultantes de L mayorada aplicada simultáneamente en todos los paneles.

6.4.3.1 Cuando se conoce la disposición de L , el sistema de losas debe analizarse para esa distribución.

6.4.3.2 Cuando L sea variable, sin exceder $0.75D$, o bien la naturaleza de L sea tal que todos los paneles se carguen simultáneamente, se permite suponer que se producen los M_u

R6.4 — Disposición de la carga viva

R6.4.2 Deben establecerse los conjuntos más exigentes de fuerzas máximas de diseño, investigando los efectos de la carga viva colocada en varias disposiciones críticas.

REGLAMENTO

máximos en todas las secciones con L mayorada actuando simultáneamente en todos los paneles.

6.4.3.3 Para condiciones de carga distintas a las definidas en 6.4.3.1 ó 6.4.3.2, se puede suponer (a) y (b):

- (a) El momento máximo positivo M_u cerca del centro de la luz del panel ocurre con un 75 por ciento de L mayorada colocada sobre el panel y sobre paneles alternos
- (b) El momento máximo negativo M_u en un apoyo se produce con un 75 por ciento de L mayorada colocada solamente en los paneles adyacentes.

6.5 — Método de análisis simplificado para vigas continuas no preeforzadas y losas en una dirección

6.5.1 Se permite calcular M_u y V_u para cargas gravitacionales de acuerdo con esta sección para vigas continuas y losas en una dirección que cumplan con (a) hasta (e):

- (a) Los miembros son prismáticos.
- (b) Las cargas están uniformemente distribuidas.
- (c) $L \leq 3D$.
- (d) Haya dos o más vanos.
- (e) La luz del mayor de dos vanos adyacentes no excede en más de 20 por ciento la luz del menor.

6.5.2 M_u debido a cargas gravitacionales debe calcularse de acuerdo con la Tabla 6.5.2.

Tabla 6.5.2 — Momentos aproximados para vigas continuas no preeforzadas y losas en una dirección

Momento	Localización	Condición	M_u
Positivo	Vanos extremos	Extremo discontinuo monolítico con el apoyo	$w_u \ell_n^2 / 14$
		El extremo discontinuo no está restringido	$w_u \ell_n^2 / 11$
	Vanos interiores	Todos	$w_u \ell_n^2 / 16$
Negativo ⁽¹⁾	Cara interior de los apoyos exteriores	Miembros construidos monóliticamente con viga dintel de apoyo	$w_u \ell_n^2 / 24$
		Miembros construidos monóliticamente con columna como apoyo	$w_u \ell_n^2 / 16$
	Cara exterior del primer apoyo interior	Dos vanos	$w_u \ell_n^2 / 9$
		Más de dos vanos	$w_u \ell_n^2 / 10$
	Las demás caras de apoyo	Todas	$w_u \ell_n^2 / 11$
	Cara de todos los apoyos que cumplen (a) o (b)	(a) Losas con luces que no excedan de 10 pies (b) Vigas en las cuales la relación entre la suma de las rigideces de las columnas y la rigidez de la viga excede de 8 en cada extremo del vano	$w_u \ell_n^2 / 12$

⁽¹⁾ Para calcular los momentos negativos, ℓ_n debe ser el promedio de las luces de los vanos adyacentes.

COMENTARIO

R6.4.3.3 El uso de solo el 75 por ciento de la carga viva mayorada total para la disposición de carga que produce el momento máximo, se fundamenta en el hecho de que los momentos máximos positivo y negativo debidos a la carga viva no pueden ocurrir simultáneamente y que es posible que ocurra una redistribución de los momentos máximos antes que se presente la falla. Este procedimiento permite, en efecto, algunos sobreesfuerzos locales bajo carga viva mayorada total, si ésta se distribuye en la forma prescrita; pero aun así, asegura que la resistencia de diseño del sistema de losa después de la redistribución de momentos no es menor que la requerida para resistir las cargas muertas y vivas mayoradas totales en todos los paneles.

R6.5 — Método de análisis simplificado para vigas continuas no preeforzadas y losas en una dirección

R6.5.2 Los momentos y cortantes aproximados conducen a valores razonablemente conservadores para las condiciones indicadas cuando las vigas continuas y las losas en una dirección forman parte de un pórtico o de una construcción continua. Dado que la disposición de las cargas que produce valores críticos para los momentos en las columnas de pórticos difiere de aquella que produce momentos negativos máximos en las vigas, los momentos de columnas deben evaluarse por separado.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

6.5.3 Los momentos calculados según 6.5.2 no pueden ser redistribuidos.

6.5.4 V_u debido a cargas gravitacionales se debe calcular de acuerdo a la Tabla 6.5.4.

Tabla 6.5.4 – Cortantes aproximados para vigas continuas no preeforzadas y losas en una dirección

Localización	V_u
Cara exterior del primer apoyo interior	$1.15w_u\ell_n/2$
Cara de todos los demás apoyos	$w_u\ell_n/2$

6.5.5 Los momentos de niveles de piso o de cubierta deben resistirse distribuyendo el momento entre las columnas inmediatamente debajo y por encima del piso bajo estudio en proporción a las rigideces relativas de las columnas considerando sus condiciones de restricción.

6.6 — Análisis de primer orden

6.6.1 Generalidades

6.6.1.1 Los efectos de la esbeltez deben considerarse de acuerdo a 6.6.4 a menos que 6.2.5 permita ignorarlos.

6.6.1.2 Se permite de acuerdo con 6.6.5 la redistribución de los momentos calculados por medio de un análisis elástico de primer orden.

6.6.2 Modelos para miembros y sistemas estructurales

6.6.2.1 Los momentos en cualquier piso o cubierta se debe determinar distribuyendo el momento entre las columnas inmediatamente por encima y por debajo del piso bajo consideración, en proporción a las rigideces relativas de las columnas y según las condiciones de restricción a flexión.

6.6.2.2 En pórticos o construcción continua deben tenerse en cuenta el efecto de la configuración y disposición de carga en la transferencia de los momentos a las columnas interiores y exteriores y a las cargas excéntricas debida a otras causas.

6.6.2.3 Se permite simplificar el modelo de análisis empleando (a) o (b) o ambos:

(a) Se permite analizar las losas macizas o las viguetas en una dirección construidas monolíticamente con sus apoyos, con luces libres no mayores de 10 pies, como miembros continuos sobre apoyos simples, con luces iguales a las luces libres del miembro, despreciando el ancho de las vigas.

(b) En pórticos o construcción continua, se permite suponer que las regiones de intersección de los miembros son rígidas.

R6.5.5 Esta sección se incluye para asegurarse que los momentos se tengan en cuenta en el diseño de las columnas. El momento a que hace referencia corresponde a la diferencia en los momentos de los extremos de los miembros que aportan con la columna y que actúan en el eje localizado en el centro de la columna.

R6.6 — Análisis de primer orden

6.6.1 Generalidades

R6.6.1.1 Cuando se utiliza un análisis de primer orden, los efectos de esbeltez se calculan por medio del procedimiento de magnificación de momentos (MacGregor et al. 1970; MacGregor 1993; Ford et al. 1981).

R6.6.2 Modelos para miembros y sistemas estructurales

R6.6.2.1 Esta sección ha sido incluida para asegurarse que los momentos se incluyan en el diseño de las columnas si los miembros se han diseñado usando 6.5.1 y 6.5.2. El momento a que se hace referencia corresponde a la diferencia entre los momentos de los extremos de los miembros que aportan con la columna y que actúan en el eje localizado en el centro de la columna.

R6.6.2.3 Una característica común de los programas de computador modernos para análisis estructural de pórticos es la suposición de que los nudos son conexiones rígidas. La Sección 6.6.2.3(b) es para uso en elementos que se intersectan en pórticos, como pueden ser los nudos viga-columna.

REGLAMENTO

COMENTARIO

6.6.3 Propiedades de las secciones

6.6.3.1 Análisis para cargas mayoradas

6

6.6.3.1.1 Los momentos de inercia y el área de las secciones transversales de los miembros deben calcularse de acuerdo con las Tablas 6.6.3.1.1(a) o 6.6.3.1.1(b), a menos que se use un análisis más riguroso. Cuando existen cargas laterales sostenidas, el momento de inercia, I , para las columnas y muros debe dividirse por $(1+\beta_{ds})$ donde β_{ds} es la relación entre la máxima fuerza cortante sostenida mayorada dentro de un piso y la máxima fuerza cortante en ese piso asociada con la misma combinación de carga.

Tabla 6.6.3.1.1(a) — Momento de inercia y área de la sección transversal permitidos para el análisis elástico al nivel de carga mayorada

Miembro y condición	Momento de inercia	Área de la sección transversal
Columnas	$0.70I_g$	$1.0A_g$
Muros	$0.70I_g$	
	$0.35I_g$	
Vigas	$0.35I_g$	
Placas planas y losas planas	$0.25I_g$	

Tabla 6.6.3.1.1(b) — Momentos de inercia alternativos para análisis elástico al nivel de carga mayorada

Miembro	Valor alternativo de I para análisis elástico		
	Mínimo	I	Máximo
Columnas y muros	$0.35I_g$	$\left(0.8+25\frac{A_{st}}{A_g}\right)\left(1-\frac{M_u}{P_u h}-0.5\frac{P_u}{P_0}\right)I_g$	$0.875I_g$
Vigas, placas planas y losas planas	$0.25I_g$	$(0.1+25\rho)\left(1.2-0.2\frac{b_w}{d}\right)I_g$	$0.5I_g$

Nota: Para miembros continuos sometidos a flexión, se permite que I sea el promedio de los valores obtenidos para secciones críticas a momento positivo y negativo. P_u y M_u deben calcularse de la combinación de carga particular en consideración, o la combinación de P_u y M_u que resulta en el menor valor de I .

R6.6.3 Propiedades de las secciones

R6.6.3.1 Análisis para cargas mayoradas — Para análisis ante cargas laterales, cualquiera de las rigideces presentadas en 6.6.3.1.1 ó 6.6.3.1.2 pueden ser empleadas. Ambos requisitos utilizan valores que se aproximan en edificaciones a la rigidez de sistemas de concreto reforzado cargados cerca, o más allá, del nivel de fluencia y que han demostrado una correlación razonable con resultados experimentales y analíticos detallados (Moehle 1992; Lepage 1998). Para cargas inducidas por un sismo, la utilización de 6.6.3.1.1 ó 6.6.3.1.2 puede requerir el uso de un factor de amplificación para tener en cuenta las deformaciones inelásticas. En general, para las propiedades efectivas de las secciones, E_e puede definirse como se indica en 19.2.2, A como se indica en la Tabla 6.6.3.1.1(a), y el módulo de cortante puede tomarse como $0.4E_e$.

R6.6.3.1.1 Los valores de I y A se han escogido con base en resultados de ensayos de estructuras y de análisis, e incluyen una holgura para tener en cuenta la variabilidad de las deflexiones calculadas. Los momentos de inercia fueron tomados de MacGregor and Hage (1977), los cuales incluyen un factor de reducción de rigidez $\phi_K = 0.875$ (véase R6.6.4.5.2). Por ejemplo, el momento de inercia para columnas es $0.875(0.80I_g) = 0.70I_g$.

El momento de inercia de vigas T debe basarse en el ancho efectivo del ala definido en 6.3.2.1 ó 6.3.2.2. En general, es suficientemente preciso tomar I_g para una viga T como $2I_g$ del alma, igual a $2(b_w h^3 / 12)$.

Si los momentos y cortantes mayorados, obtenidos a partir de un análisis considerando el momento de inercia de un muro, tomado igual a $0.70I_g$, indican con base en el módulo de ruptura, que el muro se fisura en flexión, el análisis debe repetirse con $I = 0.35I_g$ en aquellos pisos en los cuales se ha anticipado fisuración bajo las cargas mayoradas.

Los valores de los momentos de inercia fueron deducidos para miembros no preeforzados. Para miembros preeforzados, los momentos de inercia pueden diferir dependiendo de la cantidad, ubicación y tipo de refuerzo, y del grado de fisuración previo a alcanzar la carga última. Los valores de rigidez para miembros de concreto preeforzado deben incluir una holgura para la variabilidad de las rigideces.

Las ecuaciones de la Tabla 6.6.3.1.1(b) proporcionan valores más refinados de I , los cuales tienen en cuenta la carga axial, la excentricidad, la cuantía de refuerzo y la resistencia a la compresión del concreto, tal como se presenta en: Khuntia and Ghosh (2004a,b). Las rigideces proporcionadas por estas referencias son aplicables a todos los niveles de carga, incluido servicio y última, y consideran un factor de reducción de rigidez ϕ_K comparable al incluido en la Tabla 6.6.3.1.1(a). Para uso en los niveles de cargas distintos al último, P_u y M_u deben remplazarse por los valores adecuados para el nivel de carga deseado.

REGLAMENTO

6.6.3.1.2 Para el análisis de las cargas laterales mayoradas, se permite suponer $I = 0.5I_g$ para todos los miembros o calcular I mediante un análisis más detallado que considere la rigidez reducida de todos los miembros bajo las condiciones de carga.

COMENTARIO

R6.6.3.1.2 La deflexión lateral de una estructura bajo cargas laterales mayoradas puede ser sustancialmente diferente de la calculada usando un análisis lineal debido, en parte, a la respuesta inelástica de los miembros y a la disminución de la rigidez efectiva. La selección de una rigidez efectiva adecuada para miembros estructurales de pórticos de concreto reforzado tiene dos objetivos: 1) obtener estimativos realistas de la deflexión lateral y 2) determinar los efectos impuestos por la deflexión al sistema de resistencia de cargas gravitacionales de la estructura. Un análisis no lineal detallado de la estructura podría identificar adecuadamente estos dos efectos. Una forma simple de estimar una deflexión lateral no lineal equivalente usando un análisis lineal es reducir la rigidez de los miembros de concreto de la estructura utilizada en el modelo lineal. El tipo de análisis para carga lateral afecta la selección de los valores apropiados de la rigidez efectiva. Para el análisis con carga de viento, donde es deseable prevenir la respuesta no lineal en la estructura, la rigidez efectiva representativa del comportamiento antes de que se presente fluencia puede ser adecuada. Para fuerzas inducidas por el sismo, el nivel de comportamiento no lineal depende del desempeño estructural deseado y del período de recurrencia del sismo.

El grado de confianza en los resultados de un análisis lineal simple depende del rigor computacional utilizado para definir la rigidez efectiva de cada miembro. Una opción, que considera la rigidez reducida, consiste en utilizar el valor secante de rigidez en el punto de fluencia del refuerzo, o el valor secante en un punto antes de la fluencia del refuerzo, si el análisis demuestra que no se espera fluencia para la condición de carga dada.

6.6.3.1.3 Para el análisis ante cargas laterales mayoradas de sistemas de losas de dos direcciones sin vigas que se designan como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas, I para losas deben definirse con un modelo que esté sustancialmente de acuerdo con los resultados de análisis y ensayos experimentales representativos, y la rigidez I de los otros miembros estructurales debe estar de acuerdo con 6.6.3.1.1 y 6.6.3.1.2.

6.6.3.2 Análisis para cargas de servicio

6.6.3.2.1 Las deflexiones inmediatas y dependientes del tiempo, provenientes de cargas gravitacionales deben calcularse de acuerdo con 24.2.

6.6.3.2.2 Se permite calcular las deflexiones laterales inmediatas usando el momento de inercia igual a 1.4 veces I definido en 6.6.3.1 o bien usando un análisis más detallado, pero el valor no debe exceder I_g .

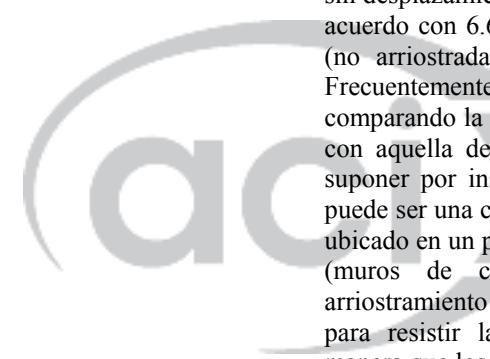
R6.6.3.1.3 El análisis de edificaciones con sistema de losas en dos direcciones sin vigas requiere que el modelo represente la transferencia de las fuerzas laterales a los miembros verticales. El modelo usado para definir la rigidez, debe estar sustancialmente de acuerdo con los resultados de ensayos experimentales representativos y análisis. Se han propuesto varios modelos aceptables para esto: (Vanderbilt and Corley 1983; Hwang and Moehle 2000; Dovich and Wight 2005).

R6.6.3.2 Análisis para cargas de servicio

R6.6.3.2.2 Es necesarios realizar análisis de las deflexiones, vibraciones y períodos de la edificación a diversos niveles de cargas de servicio (no mayoradas) (Grossman 1987; Grossman 1990) para determinar el comportamiento de la estructura en servicio. Los momentos de inercia de los miembros estructurales en el análisis para cargas de servicio deben ser representativos del grado de fisuración en los diversos niveles de cargas de servicio investigadas. A menos que se disponga de un cálculo más preciso de la fisuración en los diversos niveles de cargas de servicio, se considera satisfactorio usar $1.0/0.7 = 1.4$ veces

REGLAMENTO**6.6.4 Efectos de la esbeltez, método de magnificación de momentos**

6.6.4.1 A menos que se cumpla con 6.2.5, las columnas y pisos en una estructura deben designarse como parte de estructuras con desplazamiento lateral (no arriostradas) o sin desplazamiento lateral (ariostradas). El análisis de columnas en estructuras sin desplazamiento lateral (ariostradas) debe basarse en 6.6.4.5. El análisis de columnas en estructuras con desplazamiento lateral (no arriostradas) debe basarse en 6.6.4.6.



6.6.4.2 Las dimensiones de la sección transversal de cada miembro usadas en el análisis no pueden variar en más del 10 por ciento de las dimensiones de los mismos miembros en los documentos de construcción, de lo contrario debe repetirse el análisis. Cuando se usan las rigideces de la Tabla 6.6.3.1.1(b) en el análisis, la cuantía supuesta de refuerzo del miembro no puede variar en más del 10 por ciento de la del refuerzo especificado para el mismo miembro mostrado en los documentos de construcción.

6.6.4.3 Se permite analizar como arriostrados (sin desplazamiento lateral) las columnas y pisos de la estructura, si se cumple (a) o (b):

- (a) el incremento en los momentos extremos de la columna debido a los efectos de segundo orden no excede de un 5 por ciento de los momentos extremos de primer orden
- (b) Q calculado de acuerdo con 6.6.4.4.1 no excede 0.05.

COMENTARIO

los momentos de inercia dados en 6.6.3.1, sin exceder I_g , para los análisis de cargas de servicio.

R6.6.4 Efectos de la esbeltez, método de magnificación de momentos

R6.6.4.1 Esta sección describe un procedimiento aproximado de diseño el cual usa el concepto de magnificador de momento para tener en cuenta los efectos de la esbeltez. Los momentos calculados por medio de un análisis de primer orden son multiplicados por un magnificador de momento, el cual es función de la fuerza axial mayorada P_u y de la carga crítica de pandeo P_c de la columna. En el caso con desplazamiento, el magnificador de momento es función de la suma de P_u del piso y de la suma de P_c de las columnas que resisten el desplazamiento lateral del piso bajo consideración. Las estructuras con y sin desplazamiento lateral son tratadas separadamente. Un análisis de primer orden es un análisis elástico que no incluye el efecto en las fuerzas internas causado por los desplazamientos.

El método de diseño utilizando magnificación de momentos requiere que el diseñador distinga entre estructuras sin desplazamiento lateral (ariostradas), que son diseñadas de acuerdo con 6.6.4.5, y estructuras con desplazamiento lateral (no arriostradas) que se diseñan de acuerdo con 6.6.4.6. 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 suponer por inspección que un miembro compresión, como puede ser una columna, muro o riosta, está arriostrado si está ubicado en un piso en el cual los elementos de arriostramiento (muros de cortante, cerchas, u otros elementos de arriostramiento lateral) tienen una rigidez lateral suficiente para resistir las deformaciones laterales del piso, de tal manera que los desplazamientos laterales resultantes no son lo suficientemente grandes para afectar sustancialmente la resistencia de la columna. Si no es inmediatamente evidente sin hacer cálculos, 6.6.4.3 presenta dos maneras para determinar si el desplazamiento lateral puede despreciarse.

6.6.4.3 En 6.6.4.3(a), se indica que un piso dentro de una estructura se considera como arriostrado (sin desplazamiento lateral) si el aumento en los momentos por cargas laterales resultante del efecto $P\Delta$ no excede 5 por ciento de los momentos de primer orden (MacGregor and Hage 1977). La Sección 6.6.4.3(b) presenta un método alternativo para determinar si el piso se considera arriostrado con base en el índice de estabilidad Q del piso. Al calcular Q , ΣP_u debe

REGLAMENTO**COMENTARIO**

corresponder al caso de carga lateral para el cual ΣP_u es máximo. Debe notarse que una estructura puede contener pisos arriostrados y no arriostrados.

Si los desplazamientos por carga lateral de la estructura han sido calculados usando cargas de servicio y los momentos de inercia para carga de servicio dados en 6.6.3.2.2, se permite calcular Q en la ecuación. (6.6.4.4.1) usando 1.2 veces la suma de las cargas gravitacionales de servicio, el cortante del piso para cargas de servicio, y 1.4 veces las deflexiones de primer orden del piso para carga de servicio.

6.6.4.4 Propiedades de estabilidad

6.6.4.4.1 El índice de estabilidad para un piso, Q , debe calcularse mediante:

$$Q = \frac{\Sigma P_u \Delta_0}{V_{us} \ell_c} \quad (6.6.4.4.1)$$

donde ΣP_u y V_{us} son la carga vertical total y el cortante horizontal mayorados del piso, respectivamente, en el piso bajo consideración y Δ_0 es el desplazamiento lateral relativo (deriva) de primer orden entre la parte superior e inferior del piso debido a V_{us} .

6.6.4.4.2 La carga crítica de pandeo, P_c , debe calcularse con:

$$P_c = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{(k \ell_u)^2} \quad (6.6.4.4.2)$$

6.6.4.4.3 El factor de longitud efectiva, k , debe determinarse usando un valor de E_c de acuerdo con 19.2.2 e I de acuerdo con 6.6.3.1.1. Para miembros arriostrados (sin desplazamiento lateral), se permite considerar el factor de longitud efectiva, k , como 1.0 y para miembros no arriostrados, k debe ser al menos 1.0.

6.6.4.4.4 Para columnas no compuestas, $(EI)_{eff}$ debe calcularse de acuerdo con (a), (b) o (c):

$$(a) (EI)_{eff} = \frac{0.4 E_c I_g}{1 + \beta_{dns}} \quad (6.6.4.4.4a)$$

$$(b) (EI)_{eff} = \frac{(0.2 E_c I_g + E_s I_{se})}{1 + \beta_{dns}} \quad (6.6.4.4.4b)$$

$$(c) (EI)_{eff} = \frac{E_c I}{1 + \beta_{dns}} \quad (6.6.4.4.4c)$$

R6.6.4.4 Propiedades de estabilidad

R6.6.4.2 Al calcular la carga axial crítica para pandeo, la preocupación primordial es la selección de la rigidez $(EI)_{eff}$ que aproxime razonablemente las variaciones de la rigidez debidas a fisuración, flujo plástico y no linealidad de la curva esfuerzo-deformación unitaria. Las secciones 6.6.4.4.4 y 6.6.4.4.5 pueden utilizarse para calcular $(EI)_{eff}$.

R6.6.4.4.3 El factor de longitud efectiva para un miembro a compresión, tal como una columna, muro o arriostramiento, bajo comportamiento arriostrado varía entre 0.5 y 1.0. Es recomendable usar un valor de k igual a 1.0. Si se usan valores menores, el cálculo de k debe basarse en un análisis estructural usando los valores I dados en 6.6.3.1.1. Los ábacos de alineamiento de Jackson y Moreland (Fig. R6.2.5) pueden usarse para calcular los valores apropiados de k (ACI SP-17 2009; Column Research Council 1966).

R6.6.4.4.4 El numerador de las ecuaciones (6.6.4.4.4a) a (6.6.4.4.4c) representa la rigidez de la columna a corto plazo. La ecuación (6.6.4.4b) se dedujo para excentricidades pequeñas y altos niveles de carga axial. La ecuación (6.6.4.4.4a) es una aproximación simplificada de la ecuación (6.6.4.4.4b) y es menos precisa (Mirza 1990). Para mayor precisión, $(EI)_{eff}$ puede ser aproximado usando la ecuación (6.6.4.4.4c).

El flujo plástico debido a cargas sostenidas incrementa la deformación lateral de una columna y por lo tanto la magnificación del momento. Esto se approxima en diseño reduciendo la rigidez, $(EI)_{eff}$, usada para calcular P_c y por

REGLAMENTO

donde el término β_{dns} es la relación entre la máxima carga axial sostenida mayorada dentro de un piso y la máxima carga axial mayorada asociada con la misma combinación de carga, e I en la ecuación (6.6.4.4.4.c) debe calcularse de acuerdo con la Tabla 6.6.3.1.1(b) para columnas y muros.

6

COMENTARIO

lo tanto δ , dividiendo el término EI a corto plazo del numerador de las ecuaciones (6.6.4.4.4a) a (6.6.4.4.4c) por $(1+\beta_{dns})$. Para simplificar, se puede suponer que $\beta_{dns} = 0.6$. En este caso, la ecuación (6.6.4.4.4a) se vuelve $(EI)_{eff} = 0.25E_c I_g$.

En columnas de concreto reforzado sometidas a cargas sostenidas, el flujo plástico transfiere parte de la carga del concreto al refuerzo longitudinal, aumentando los esfuerzos del refuerzo. En el caso de columnas con poco refuerzo esta transferencia de carga puede hacer que el refuerzo en compresión fluya prematuramente, resultando en una disminución del EI efectivo. En consecuencia, los términos para el refuerzo longitudinal y para el concreto en la ecuación (6.6.4.4.4b) deben ser reducidos para tener en cuenta el flujo plástico.

6.6.4.4.5 Para columnas compuestas, $(EI)_{eff}$ debe calcularse de acuerdo con la ecuación (6.6.4.4.4b), la ecuación (6.6.4.4.5), o por medio de un análisis más detallado.

$$(EI)_{eff} = \frac{(0.2E_c I_g)}{1+\beta_{dns}} + E_s I_{se} \quad (6.6.4.4.5)$$

6.6.4.5 Método de magnificación de momentos: Estructuras sin desplazamiento lateral

6.6.4.5.1 El momento mayorado utilizado en el diseño de columnas y muros, M_c , debe ser el momento mayorado de primer orden M_2 amplificado por los efectos de curvatura del miembro, de acuerdo con la Ecuación (6.6.4.5.1):

$$M_c = \delta M_2 \quad (6.6.4.5.1)$$

6.6.4.5.2 El factor de magnificación δ debe calcularse con:

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}} \geq 1.0 \quad (6.6.4.5.2)$$

6.6.4.5.3 C_m debe calcularse de acuerdo con (a) o (b):

(a) Para columnas sin cargas transversales aplicadas entre los apoyos

R6.6.4.4.5 Para columnas compuestas en las que la tubería o los perfiles estructurales constituyen un porcentaje alto de la sección transversal, la transferencia de carga debida al flujo plástico no es significativa. En consecuencia, solo EI del concreto en la ecuación (6.6.4.4.5) se reduce por efectos de carga sostenida.

R6.6.4.5 Método de magnificación de momentos: Estructuras sin desplazamiento lateral

R6.6.4.5.2 El factor 0.75 en la ecuación (6.6.4.5.2) es un factor de reducción de rigidez ϕ_K , que está basado en la probabilidad de tener resistencia baja en una sola columna esbelta aislada. Los estudios descritos en Mirza et al. (1987), indican que el factor de reducción de rigidez ϕ_K no tiene los mismos valores que el factor de reducción de resistencia ϕ aplicable a la sección de la columna. Estos estudios sugieren que el valor del factor de reducción de rigidez ϕ_K para una columna aislada debe ser 0.75, tanto para columnas con estribos como con espirales. En el caso de una estructura de varios pisos, las deflexiones de la columna y de la estructura dependen de la resistencia promedio del concreto que es mayor a la resistencia del concreto de la columna crítica única de baja resistencia. Por esta razón, el valor ϕ_K implícito en los valores I en 6.6.3.1.1 es de 0.875.

R6.6.4.5.3 El factor C_m es un factor de corrección que relaciona el diagrama de momentos real con un diagrama de momentos uniforme equivalente. La deducción del magnificador de momento supone que el momento máximo

REGLAMENTO

$$C_m = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2} \quad (6.6.4.5.3a)$$

donde el término M_1/M_2 es negativo si la columna está en curvatura simple y positivo si está en doble curvatura.

(b) Para columnas con cargas transversales aplicadas entre los apoyos

$$C_m = 1.0 \quad (6.6.4.5.3b)$$

COMENTARIO

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 $C_m M_2$ cual produce el mismo momento máximo al ser magnificado (MacGregor et al. 1970).

La convención de signos para M_1/M_2 ha sido actualizada para seguir la convención de la regla de mano derecha. Por lo tanto, M_1/M_2 es negativa si el miembro está deformado en curvatura simple y positiva si lo está en doble curvatura. Lo anterior corresponde a un cambio respecto a la convención de signos del Reglamento de 2011 (ACI 318-11).

En el caso de columnas sometidas a cargas transversales entre los apoyos, es posible que el momento máximo se produzca en una sección lejos del extremo del miembro. Si esto ocurre, el valor del máximo momento calculado en cualquier sección del miembro debe ser usado como valor de M_2 en la ecuación (6.6.4.5.1). C_m debe ser tomado igual a 1.0 para este caso.

6.6.4.5.4 M_2 en la ecuación. (6.6.4.5.1) debe ser al menos $M_{2,min}$ calculado de acuerdo con la ecuación (6.6.4.5.4) en cada eje separadamente.

$$M_{2,min} = P_u (0.6 + 0.03h) \quad (6.6.4.5.4)$$

Cuando $M_{2,min}$ excede M_2 , el valor de C_m debe ser igual a 1.0 ó determinarse con base en la relación de los momentos calculados en los extremos M_1/M_2 usando la ecuación (6.6.4.5.3a).

R6.6.4.5.4 En este Reglamento, la esbeltez se tiene en cuenta magnificando los momentos extremos de la columna. Si los momentos mayorados de la columna son muy pequeños o nulos, el diseño de columnas esbeltas debe basarse en la excentricidad mínima dada en la ecuación (6.6.4.5.4). No se pretende que la excentricidad mínima se aplique 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 (6.6.4.5.3a) para determinar la relación 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 mayores o iguales a la excentricidad mínima.

6.6.4.6 Método de magnificación de momentos: estructuras con desplazamiento lateral

6.6.4.6.1 Los momentos M_1 y M_2 en los extremos de una columna individual deben calcularse con (a) y (b):

$$(a) M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s} \quad (6.6.4.6.1a)$$

$$(b) M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s} \quad (6.6.4.6.1b)$$

R6.6.4.6 Método de magnificación de momentos: estructuras con desplazamiento lateral

R6.6.4.6.1 El análisis descrito en esta sección se refiere sólo a estructuras planares sometidas a cargas que causan desplazamientos en su propio plano. Si las deflexiones causadas por las fuerzas laterales incluyen desplazamientos torsionales significativos, la magnificación de momentos de las columnas más alejadas del centro de giro puede subestimarse al usar este procedimiento. En estos casos debe emplearse un procedimiento de análisis tridimensional de segundo orden.

R6.6.4.6.2 Se permiten tres métodos para calcular el magnificador de momento. Estos enfoques incluyen el método Q , el concepto de la suma de P y el análisis elástico de segundo orden:

(a) Método Q :

El análisis iterativo $P\Delta$ para obtener los momentos de segundo orden puede ser representado por una serie infinita. La solución de esta serie está dada por la ecuación (6.6.4.6.2a) (MacGregor and Hage 1977). Lai and MacGregor (1983) muestra que la ecuación (6.6.4.6.2a)

(a) $\delta_s = \frac{1}{1-Q} \geq 1.0$ (6.6.4.6.2a)

REGLAMENTO**COMENTARIO**

$$(b) \delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{0.75 \sum P_c}} \geq 1.0 \quad (6.6.4.6.2b)$$

(c) Análisis elástico de segundo orden

6

donde ΣP_u es la sumatoria para todas las cargas verticales mayoradas en un piso y ΣP_c es la sumatoria de todas las columnas que resisten el desplazamiento lateral en un piso. P_c se calcula usando la ecuación (6.6.4.4.2) con el valor de k determinado para miembros con desplazamiento lateral, en 6.6.4.4.3 y $(EI)_{eff}$ de 6.6.4.4.4 ó 6.6.4.4.5, tal como sea apropiado, donde β_{ds} debe substituir a β_{dns} .

predice apropiadamente los momentos de segundo orden en estructuras no arriostradas mientras el valor de δ_s no excede 1.5.

Los diagramas de momento $P\Delta$ para columnas deflectadas son curvos, con Δ relacionado con la línea elástica deflectada de la columna. La ecuación (6.6.4.6.2a) y la mayoría de los programas de computador disponibles comercialmente para análisis de segundo orden han sido desarrollados suponiendo que los momentos $P\Delta$ resultan de fuerzas iguales y opuestas $P\Delta/\ell_c$ aplicadas en la parte inferior y superior del piso. Estas fuerzas producen un diagrama de momentos $P\Delta$ en línea recta. Los diagramas curvos de momento $P\Delta$ producen desplazamientos laterales del orden de 15 por ciento mayores que aquellos obtenidos de diagramas rectos de momento $P\Delta$. Este efecto se puede incluir en la ecuación (6.6.4.6.2a) escribiendo el denominador como $(1-1.15Q)$ en vez de $(1-Q)$. El factor 1.15 se ha dejado fuera de la ecuación (6.6.4.6.2a) para mayor simplicidad.

Si las deflexiones han sido calculadas usando cargas de servicio, Q en la ecuación (6.6.4.6.2a) debe ser calculado de la manera presentada en R6.6.4.3.

El análisis de factor Q está basado en deflexiones calculadas usando los valores de I de 6.6.3.1.1 los cuales incluyen un factor de reducción de la rigidez equivalente ϕ_K . Estos valores de I llevan a una sobre estimación del orden de 20 a 25 por ciento de las deformaciones laterales que corresponden a un factor ϕ_K de reducción de rigidez entre 0.80 y 0.85 en los momentos $P\Delta$. Como resultado, no se requiere ningún factor ϕ adicional. Una vez se han establecido los momentos usando la ecuación (6.6.4.6.2a), el diseño de las secciones transversales de las columnas involucra los factores de reducción de la resistencia ϕ de 21.2.2.

(b) Concepto de la suma de P

Para verificar los efectos de la estabilidad del piso, δ_s se calcula como un valor promedio para el piso completo con base en el uso de $\Sigma P_u / \Sigma P_c$. Esto refleja la interacción en los efectos $P\Delta$ de todas las columnas que resisten el desplazamiento lateral del piso, dado que la deformación lateral de todas las columnas en el piso debe ser igual en ausencia de desplazamientos torsionales alrededor del eje vertical. Además, es posible que una columna individual particularmente esbelta en una estructura no arriostrada pueda tener desplazamientos sustanciales a media altura aún si está adecuadamente arriostrada contra desplazamientos laterales en los extremos por otras columnas en el piso. Dicha columna debe ser verificada usando 6.6.4.6.4.

El término 0.75 en el denominador de la ecuación (6.6.4.6.2b) es un factor de reducción de la rigidez ϕ_K tal como se explicó en R6.6.4.5.2.

En el cálculo de $(EI)_{eff}$, β_{ds} será normalmente cero para una estructura no arriostrada, debido a que las cargas laterales son generalmente de corta duración. Las

REGLAMENTO**COMENTARIO**

deformaciones por desplazamiento lateral, debidas a cargas de corto plazo como viento o sismo, son una función de la rigidez de corto plazo de las columnas después de un periodo sostenido de carga por gravedad.

Para este caso, la definición de β_{ds} en 6.6.3.1.1 da un valor $\beta_{ds} = 0$. En el caso inusual de una estructura con desplazamiento lateral donde las cargas laterales son sostenidas, β_{ds} no será igual a cero. Esto podría ocurrir si una construcción en un terreno inclinado es sometida a presiones de tierra en un lado pero no en el otro.

6.6.4.6.3 Los miembros a flexión deben diseñarse para los momentos totales magnificados de los extremos de las columnas en el nudo.

6.6.4.6.4 Los efectos de segundo orden se deben considerar en toda la longitud de la columna en los pórticos no arriostrados. Se permite calcular estos efectos usando 6.6.4.5, donde C_m se calcula utilizando M_1 y M_2 de 6.6.4.6.1.

6.6.5 Redistribución de momentos en miembros continuos a flexión

6.6.5.1 Excepto cuando se empleen valores aproximados de los momentos, de acuerdo con 6.5, cuando los momentos se han calculado utilizando 6.8 ó bien cuando los momentos en losas en dos direcciones se han calculado utilizando la disposición de cargas especificada en 6.4.3.3, siempre y cuando se cumplan (a) y (b) se permite disminuir los momentos calculados por medio de la teoría elástica en las secciones de máximo momento negativo o máximo momento positivo para cualquier distribución de carga:

- (a) Los miembros a flexión son continuos.
- (b) $\epsilon_t \geq 0.0075$ en la sección donde se reduce el momento.

6.6.5.2 En miembros preeforzados, los momentos incluyen aquellos debidos a las cargas mayoradas y los debidos a las reacciones inducidas por el preeforzado.

6.6.5.3 En la sección donde el momento se reduce, la redistribución no debe exceder al menor entre $1000\epsilon_t$ por ciento y 20 por ciento.

6.6.5.4 El momento reducido debe usarse para calcular los momentos redistribuidos en todas las otras secciones dentro del

R6.6.4.6.3 La resistencia de una estructura con desplazamiento lateral está regida por la estabilidad de las columnas y por el grado de restricción en sus extremos proporcionado por las vigas de la estructura. Si se forma una articulación plástica en la viga de restricción, la estructura se approxima a un mecanismo de falla y su capacidad de carga axial se ve drásticamente reducida. Esta sección proporciona los medios para que el diseñador verifique que los miembros de restricción a flexión tengan la capacidad de resistir los momentos magnificados de la columna en el nudo.

R6.6.4.6.4 En un miembro a compresión, tales como una columna, muro o arriostramiento, el momento máximo puede ocurrir lejos de sus extremos. A pesar que los programas de computador para análisis de segundo orden pueden ser utilizados para evaluar la magnificación de los momentos en los extremos, la magnificación en la parte central puede no ser tenida en cuenta menos que el miembro se subdivida a lo largo de su longitud. La magnificación puede ser evaluada usando el procedimiento descrito en 6.6.4.5.

R6.6.5 Redistribución de momentos en miembros continuos 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 secciones de momento máximo positivo o negativo y causan un cambio en el diagrama de momentos elásticos. El resultado habitual es una reducción en los valores de los momentos máximos negativos en las zonas de los apoyos y un incremento en los valores de los momentos positivos entre apoyos con respecto a los calculados por medio del análisis elástico. Sin embargo, como los momentos negativos se determinan usualmente para una distribución de carga y los momentos positivos para otra (véase 6.4.3 para una excepción bajo ciertas condiciones carga), en ocasiones, puede obtenerse economía en los refuerzos mediante la reducción de los momentos máximos elásticos positivos y el incremento de los momentos negativos, angostando así la envolvente de momentos máximos negativos y positivos en cualquier sección del vano (Bondy 2003). Las articulaciones plásticas permiten la utilización de la capacidad total de más secciones de un miembro a flexión al nivel de carga última.

La redistribución de momentos permitida por el Reglamento se muestra en la Fig. R6.6.5. Utilizando valores conservadores para el límite de las deformaciones unitarias en el concreto y longitudes de articulación plástica obtenidas de numerosos ensayos, se analizaron miembros sometidos a flexión con pequeña capacidad de rotación, para estudiar la

REGLAMENTO

vano. El equilibrio estático se debe mantener después de la redistribución de los momentos para cada disposición de las cargas.

6.6.5.5 Los cortantes y las reacciones en los apoyos deben calcularse según el equilibrio estático considerando los momentos redistribuidos para cada disposición de carga.

COMENTARIO

redistribución de momentos, hasta un 20 por ciento, dependiendo de la cuantía del refuerzo. Como se muestra allí, los porcentajes de redistribución de momentos permitidos son conservadores con respecto a los porcentajes calculados tanto para $f_y = 60,000 \text{ lb./pulg}^2$ como $80,000 \text{ lb./pulg}^2$. Los estudios realizados por Cohn (1965) y Mattock (1959) respaldan esta conclusión e indican que la fisuración y la deflexión de vigas diseñadas utilizando redistribución de momentos no son mucho mayores, bajo cargas de servicio, que las de vigas diseñadas utilizando momentos provenientes directamente de la teoría elástica. Además, estos estudios indican que queda disponible una adecuada capacidad de rotación para la redistribución de momentos permitida por el Reglamento si los miembros satisfacen los requisitos de 6.6.5.1.

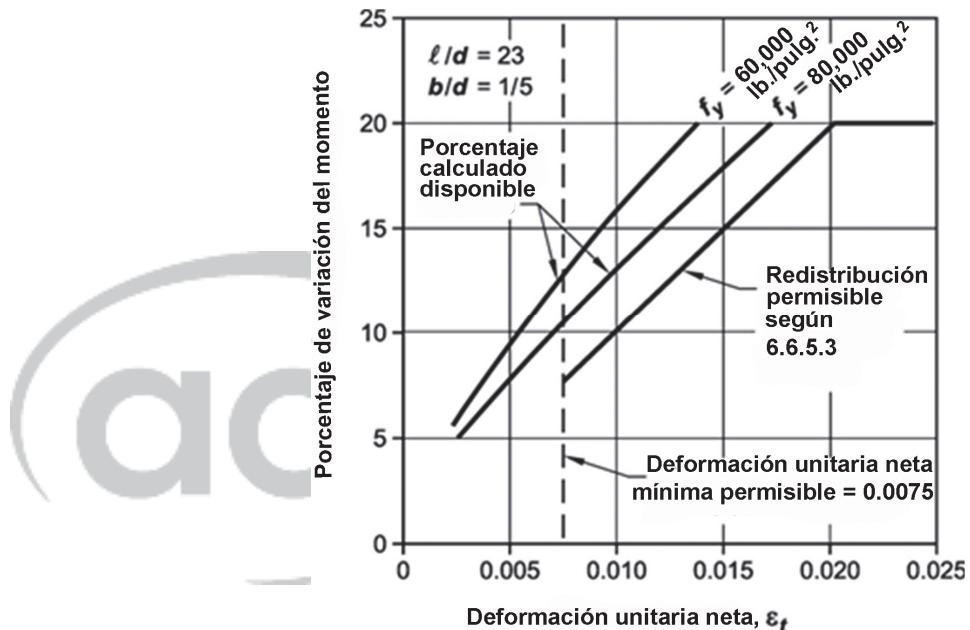


Fig. R6.6.5 — Redistribución permitida de momentos según la capacidad mínima de rotación.

Los requisitos para la redistribución de momentos se aplican igualmente a los miembros preesforzados (Mast 1992).

Las deformaciones elásticas causadas por un tendón no concordante cambian la cantidad de rotación inelástica requerida para obtener una cantidad dada de redistribución de momentos. Por el contrario, para una viga con una capacidad rotacional inelástica dada, la cantidad en que puede variar en el apoyo cambia por una cantidad igual al momento secundario en el apoyo debido al preesforzado. En consecuencia, el Reglamento requiere que los momentos secundarios causados por las reacciones generadas por las fuerzas de preesforzado sean incluidos al determinar los momentos de diseño.

La redistribución de momentos, permitida en 6.6.5, no debe usarse donde se usen momentos flectores aproximados como los obtenidos por medio del método simplificado de 6.5, o por método de diseño directo de 8.10 como se indica en

REGLAMENTO**COMENTARIO**

8.10.4.3, donde se permite una modificación de 10 por ciento de los momentos.

La redistribución de momentos tampoco es apropiada en sistemas de losa en dos direcciones que se analicen usando los requisitos de carga dados en 6.4.3.3. Estas cargas utilizan solo el 75 por ciento de la carga viva total mayorada, lo cual está basado en consideraciones de redistribución de momentos.

6

6.7 — Análisis elástico de segundo orden**6.7.1 Generalidades**

6.7.1.1 El análisis elástico de segundo orden debe tener en cuenta la influencia de las cargas axiales, la presencia de regiones fisuradas a lo largo del miembro y los efectos de duración de las cargas. Estas consideraciones se satisfacen usando las propiedades de la sección transversal definidas en 6.7.2.

6.7 — Análisis elástico de segundo orden

6.7.1 Generalidades — Los análisis elásticos de segundo orden consideran la geometría deformada de la estructura en las ecuaciones de equilibrio para determinar los efectos $P\Delta$. Se supone que la estructura se mantiene elástica, pero se consideran los efectos de la fisuración y flujo plástico usando un factor de rigidez reducida EI . Por el contrario, el análisis elástico de primer orden satisface las ecuaciones de equilibrio usando la geometría original no deformada de la estructura y calcula los efectos $P\Delta$ magnificando los momentos en los extremos de la columna causados por el desplazamiento lateral usando la ecuación (6.6.4.6.2a) o la ecuación (6.6.4.6.2b).

R6.7.1.1 Las rigideces EI usadas en un análisis elástico para diseño por resistencia deben representar las rigideces de los miembros inmediatamente antes de la falla. Esto es particularmente cierto para un análisis de segundo orden, el cual debe predecir las deformaciones para cargas que se están acercando a la carga última. Los valores de EI no deben estar basados únicamente en la relación momento-curvatura para la sección más cargada a lo largo del miembro. Por lo contrario, deben corresponder a la relación momento rotación en el extremo para el miembro completo.

Para tener en cuenta la variabilidad de las propiedades reales del miembro en el análisis, las propiedades del miembro usadas en el análisis deben multiplicarse por un factor de reducción de rigidez ϕ_K menor que la unidad. Las propiedades de la sección definidas en 6.7.2 ya incluyen este factor de reducción de rigidez. El factor de reducción de rigidez, ϕ_K , puede tomarse como 0.80. Debe hacerse notar que la rigidez global se reduce aún más debido a que el módulo de elasticidad, E_c , está basado en la resistencia especificada del concreto, mientras que las deflexiones laterales son función de la resistencia promedio a la compresión del concreto, la cual, por lo general, es más alta.

R6.7.1.2 En un miembro a compresión, el momento máximo puede ocurrir alejado de sus extremos. En los programas de computador de análisis de segundo orden, las columnas se pueden subdividir usando nodos a lo largo de su longitud con el fin de evaluar los efectos de esbeltez en la zona entre los extremos. Cuando la columna no se subdivide a lo largo de su longitud, los efectos de esbeltez pueden evaluarse utilizando el magnificador de momentos para el caso sin desplazamiento lateral especificado en 6.6.4.5 utilizando los momentos en los extremos del miembro provenientes de un análisis de segundo orden como datos de entrada. El análisis de segundo orden considera dentro del procedimiento el desplazamiento relativo de los extremos del miembro.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

6.7.1.3 Las dimensiones de la sección transversal de cada miembro usadas en el análisis para calcular los efectos de la esbeltez no pueden variar en más del 10 por ciento de las dimensiones de los mismos miembros en los documentos de construcción, de lo contrario, el análisis debe repetirse.

6.7.1.4 Se permite la redistribución de los momentos calculados por medio del análisis elástico de segundo orden de acuerdo con 6.6.5.

6.7.2 Propiedades de la sección**6.7.2.1 Análisis para carga mayorada**

6.7.2.1.1 Se permite usar las propiedades de la sección calculadas según 6.6.3.1.

6.7.2.2 Análisis para cargas de servicio

6.7.2.2.1 Las deflexiones inmediatas y las deflexiones dependientes del tiempo provenientes de las cargas gravitacionales deben calcularse de acuerdo con 24.2.

6.7.2.2.2 De manera alternativa, se permite calcular las deflexiones inmediatas usando un momento de inercia de 1.4 veces I_g definida en 6.6.3.1 o bien, usando un análisis más detallado, pero el valor no debe exceder I_g .

6.8 — Análisis inelástico de segundo orden**6.8.1 Generalidades**

6.8.1.1 El análisis inelástico de segundo orden debe considerar la no linealidad del material, la curvatura del miembro y la deriva lateral, duración de la carga, retracción y flujo plástico e interacción con la cimentación.

6.8.1.2 El procedimiento de análisis inelástico de segundo orden debe demostrar que lleva a una predicción de la resistencia sustancialmente de acuerdo con los resultados de los ensayos representativos de estructuras de concreto reforzado estáticamente indeterminadas.

6.8.1.3 Se deben considerar los efectos de la esbeltez a lo largo de la longitud de la columna. Se permite calcular estos efectos usando 6.6.4.5.

6.8.1.4 Las dimensiones de la sección transversal de cada miembro usadas en el análisis para calcular los efectos de esbeltez no pueden variar en más del 10 por ciento de las

R6.7.2 Propiedades de la sección**R6.7.2.2 Análisis para cargas de servicio**

R6.7.2.2.2 Véase R6.6.3.2.2.

R6.8 — Análisis inelástico de segundo orden**R6.8.1 Generalidades**

R6.8.1.2 El procedimiento de análisis no lineal de segundo orden debe ser capaz de predecir las cargas últimas con variaciones no mayores del 15 por ciento de las descritas en ensayos de estructuras indeterminadas de concreto reforzado. Las suposiciones y los procedimientos de análisis deben ser evaluados mediante la comparación de los resultados de los ensayos publicados con los estimados por medio del análisis. Para tener en cuenta la variabilidad entre las propiedades reales del miembro y las del análisis, las propiedades del miembro o de los materiales usadas en el análisis deben estar basadas en los valores de la frontera inferior de la rigidez para elementos de concreto, consistentes con un factor de reducción de rigidez ϕ_K de 0.8, como se discute en R6.7.1.1.

R6.8.1.3 Véase R6.7.1.2.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

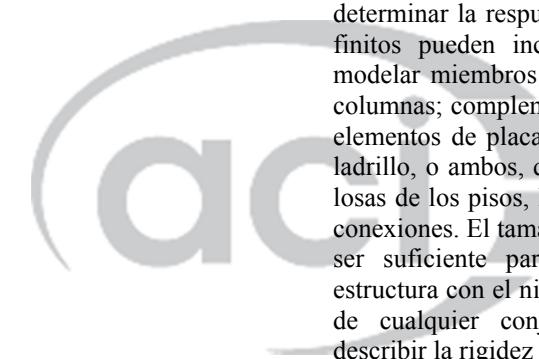
dimensiones de los mismos miembros especificadas en los documentos de construcción, de lo contrario, el análisis debe repetirse.

6.8.1.5 No se permite la redistribución de los momentos calculados por medio de un análisis elástico de segundo orden.

6.9 — Aceptación de análisis utilizando elementos finitos

6.9.1 Se permite utilizar un análisis con elementos finitos para determinar el efecto de las cargas

6.9.2 El modelo de elementos finitos debe ser apropiado para el propósito que se utilice.



R6.9 — Aceptación de análisis utilizando elementos finitos

R6.9.1 Esta sección se introdujo en el Reglamento de 2014 para reconocer explícitamente una metodología de análisis ampliamente utilizada.

R6.9.2 El profesional facultado para diseñar debe asegurarse que se utilice un procedimiento de análisis apropiado para el problema particular de interés. Esto incluye la selección del programa de computador, los tipos de elementos, la red del modelo y las otras suposiciones del análisis.

Existe una gran variedad de programas de computador para análisis por el método de elementos finitos, incluyendo los que realizan análisis estáticos, dinámicos, elásticos e inelásticos.

Los tipos de elementos utilizados deben ser capaces de determinar la respuesta requerida. Los modelos de elementos finitos pueden incluir: elementos tipo viga-columna para modelar miembros de pórticos, como pueden ser las vigas y columnas; complementados con elementos de esfuerzo plano; elementos de placa; elementos de cascarón o elementos tipo ladrillo, o ambos, que pueden ser utilizados para modelar las losas de los pisos, losas de cimentación, diafragmas, muros y conexiones. El tamaño de la red del modelo seleccionada debe ser suficiente para determinar el comportamiento de la estructura con el nivel de detalle apropiado. Se permite el uso de cualquier conjunto de suposiciones razonables para describir la rigidez de los miembros.

R6.9.3 En el análisis inelástico utilizando elementos finitos, el principio de superposición lineal no es válido. Para determinar la respuesta inelástica última del miembro, por ejemplo, no es correcto analizar para obtener los efectos de las cargas de servicio y posteriormente combinar linealmente los resultados utilizando factores de carga. Debe realizarse un análisis inelástico independiente para cada combinación de mayoración de carga.

6.9.3 Para análisis inelástico se debe realizar un análisis independiente para cada combinación de mayoración de carga.

6.9.4 El profesional facultado para diseñar debe confirmar que los resultados son apropiados para el propósito del análisis.

6.9.5 Las dimensiones de las secciones de cada miembro usadas en el análisis no deben variar en más de 10 por ciento de las dimensiones de los miembros especificadas en los documentos de construcción. De lo contrario debe repetirse el análisis.

6.9.6 No se permite utilizar redistribución de momentos calculados por medio de un análisis inelástico.

REGLAMENTO**COMENTARIO****Notas:**

REGLAMENTO**COMENTARIO****CAPÍTULO 7 — LOSAS EN UNA DIRECCIÓN****7.1 — Alcance**

7.1.1 Este capítulo aplica al diseño de losas de concreto, no preeforzadas y preeforzadas, reforzadas a flexión en una dirección, incluyendo:

- (a) Losas macizas.
- (b) Losas construidas en obra sobre tableros permanentes de acero, consideradas como no compuestas.
- (c) Losas compuestas de elementos de concreto construidas en etapas diferentes, pero interconectadas de manera tal que todos los elementos resistan las cargas como una sola unidad.
- (d) Losas alveolares prefabricadas preeforzadas.

7.2 — Generalidades

7.2.1 En el diseño se deben considerar los efectos de las cargas concentradas y de las aberturas en las losas.

7.2.2 Materiales

7.2.2.1 Las propiedades de diseño del concreto deben cumplir con el Capítulo 19.

7.2.2.2 Las propiedades de diseño del acero de refuerzo deben cumplir con el Capítulo 20.

7.2.2.3 Los requisitos el material, diseño y detallado de elementos embebidos en el concreto deben cumplir con 20.7.

7.2.3 Conexiones a otros miembros

7.2.3.1 En construcción en sitio, los nudos losa-columna y viga-columna deben cumplir con el Capítulo 15.

7.2.3.2 Para construcción prefabricada, las conexiones deben cumplir los requisitos de transferencia de fuerza de 16.2.

7.3 — Límites de diseño**7.3.1 Espesor mínimo de la losa**

7.3.1.1 Para losas macizas no preeforzadas que no soporten o estén ligadas a particiones u otro tipo de construcción susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes, el espesor total de la losa h no debe ser menor que los límites de la Tabla 7.3.1.1, a menos que se cumpla con los límites para las deflexiones calculadas en 7.3.2.

R7 — LOSAS EN UNA DIRECCIÓN**R7.1 — Alcance**

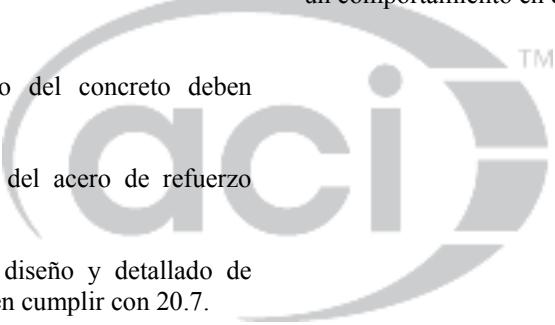
R7.1.1 El diseño y construcción de losas compuestas sobre tableros de acero se describe en “Standard for Composite Steel Floor Deck-Slabs” (SDI C).

Los requisitos para sistemas de viguetas en una dirección se encuentran en el Capítulo 9.

R7.2 — Generalidades

R7.2.1 Debe considerarse la influencia de aberturas en las losas en la resistencia a flexión y cortante, evaluando la posibilidad de que se formen secciones críticas creadas por las aberturas.

Las cargas concentradas y las aberturas de losas pueden hacer que ciertas regiones de las losas en una dirección tengan un comportamiento en dos direcciones.

**R7.3 — Límites de diseño**

R7.3.1 Espesor mínimo de la losa — Los fundamentos del espesor mínimo de losas en una dirección son los mismos que los de vigas. Véase R9.3.1 para información adicional.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

Tabla 7.3.1.1 — Espesor mínimo de losas en una dirección macizas no preeforzadas

Condición de apoyo	<i>h</i> mínimo ⁽¹⁾
Simplemente apoyadas	$\ell/20$
Un extremo continuo	$\ell/24$
Ambos extremos continuos	$\ell/28$
En voladizo	$\ell/10$

⁽¹⁾ Relaciones aplicables para concreto de peso normal y $f_y = 60,000$

lb./pulg.². Para otros casos, el *h* mínimo debe modificarse de acuerdo con 7.3.1.1 hasta 7.3.1.3, según corresponda.

7.3.1.1.1 Para f_y distinto de 60,000 lb./pulg.², los valores de la Tabla 7.3.1.1 deben multiplicarse por $(0.4 + f_y/100,000)$.

7.3.1.1.2 Para losas no preeforzadas construidas con concreto liviano de densidad w_c dentro del intervalo de 90 a 115 lb./pie³, las relaciones de la Tabla 7.3.1.1 deben multiplicarse por el mayor entre (a) y (b):

- (a) $1.65 - 0.005 w_c$
- (b) 1.09

7.3.1.1.3 En lasas compuestas no preeforzadas, construidas con una combinación de concreto de peso normal y liviano, apuntaladas durante la construcción y donde el concreto liviano se encuentra en compresión, debe aplicarse el modificador de 7.3.1.1.2.

7.3.1.2 El espesor del afilado del piso puede incluirse en *h* siempre que se construya monolíticamente con la losa, o cuando el afilado de piso se diseñe para que actúe como un elemento compuesto de acuerdo a 16.4.

7.3.2 Límites para las deflexiones calculadas

7.3.2.1 En lasas no preeforzadas que no cumplen con 7.3.1 y en lasas preeforzadas, las deflexiones inmediatas y las deflexiones a largo plazo deben calcularse de acuerdo con 24.2 y no deben exceder los límites establecidos en 24.2.2.

7.3.2.2 Para lasas compuestas no preeforzadas que cumplen con 7.3.1, no es necesario calcular la deflexión que ocurre después de que el elemento se vuelve compuesto. Las deflexiones que ocurren antes de que el elemento se vuelva compuesto deben investigarse, a menos que el espesor de la losa antes de que se vuelva compuesta también cumpla con 7.3.1.

7.3.3 Límite para la deformación unitaria del refuerzo en lasas no preeforzadas

7.3.3.1 Para lasas no preeforzadas, ϵ_t debe ser al menos 0.004.



R7.3.2 Límites para las deflexiones calculadas — Los fundamentos para el cálculo de deflexiones en lasas en una dirección son los mismos que los de vigas. Véase R9.3.2 para más información.

REGLAMENTO**COMENTARIO****7.3.4 Límites para los esfuerzos en las preeesforzadas**

7.3.4.1 Las losas preeesforzadas deben clasificarse como Clase U, T o C de acuerdo con 24.5.2.

7.3.4.2 En las losas preeesforzadas, los esfuerzos inmediatamente después de transferencia y bajo cargas de servicio no deben exceder los esfuerzos admisibles dados en 24.5.3 y 24.5.4.

7

7.4 — Resistencia requerida**7.4.1 Generalidades**

7.4.1.1 La resistencia requerida debe calcularse de acuerdo con las combinaciones mayoración de carga del Capítulo 5.

7.4.1.2 La resistencia requerida debe calcularse de acuerdo con los procedimientos de análisis del Capítulo 6.

7.4.1.3 En las preeesforzadas, deben tenerse en cuenta los efectos de las reacciones inducidas por el preeesfuerzo, de acuerdo con 5.3.11.

7.4.2 Momento mayorado

7.4.2.1 Para las losas construidas monolíticamente con sus apoyos, se permite calcular M_u en la cara del apoyo.

7.4.3 Cortante mayorado

7.4.3.1 Para las losas construidas monolíticamente con sus apoyos, se permite calcular V_u en la cara del apoyo.

7.4.3.2 Las secciones localizadas entre la cara del apoyo y una sección crítica ubicada a una distancia d de la cara del apoyo para las losas no preeesforzadas y a $h/2$ de la cara de apoyo para las losas preeesforzadas, pueden diseñarse para V_u en esa sección crítica si se satisfacen (a) hasta (c):

- (a) La reacción en el apoyo, en la dirección del cortante aplicado, introduce compresión en la zona extrema de la losa
- (b) Las cargas se aplican en o cerca de la cara superior de la losa
- (c) No hay cargas concentradas entre la cara del apoyo y la sección crítica.

7.5 — Resistencia de diseño**7.5.1 Generalidades**

7.5.1.1 Para cada combinación de mayoración de carga aplicable, la resistencia de diseño en todas las secciones de la losa deben satisfacer .. incluyendo (a) y (b). Debe tenerse en cuenta la interacción entre los efectos de las cargas.

$$(a) \phi M_n \geq M_u$$

$$(b) \phi V_n \geq V_u$$

R7.4 — Resistencia requerida**R7.4.3 Cortante mayorado**

R7.4.3.2 Los requisitos para la selección de la sección crítica para cortante en losas de una dirección son los mismos que para vigas. Véase R9.4.3.2 para más información.

R7.5 — Resistencia de diseño**R7.5.1 Generalidades**

R7.5.1.1 — Véase R9.5.1.1.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

7.5.1.2 ϕ debe determinarse de acuerdo con 21.2.

7.5.2 *Momento*

7.5.2.1 M_n debe calcularse de acuerdo con 22.3.

7.5.2.2 En lasos preeforzadas, al calcular la resistencia a flexión los tendones externos deben considerarse como tendones no adheridos, a menos que los tendones externos estén efectivamente adheridos a la sección de concreto a lo largo de toda su longitud.

7.5.2.3 En una losa en la cual se considere que la losa es el ala de una viga T, si el refuerzo principal a flexión es paralelo al eje longitudinal de la viga, debe colocarse refuerzo perpendicular al eje longitudinal de la viga en la parte superior de la losa de acuerdo con (a) y (b). Este requisito no aplica a construcción con viguetas.

- (a) El refuerzo de la losa perpendicular a la viga debe diseñarse para resistir la carga mayorada sobre el ancho de losa que sobresale suponiendo que actúa como un voladizo.
- (b) Solo hay necesidad de considerar el ancho efectivo de losa que sobresale determinado según 6.3.2.

7.5.3 *Cortante*

7.5.3.1 V_n debe calcularse de acuerdo con 22.5.

7.5.3.2 Para lasos de concreto compuestas, la resistencia al cortante horizontal, V_{nh} , debe calcularse de acuerdo con 16.4.

7.6 — Límites del refuerzo

7.6.1 *Refuerzo mínimo a flexión en losas no preeforzadas*

7.6.1.1 Debe colocarse un área mínima de refuerzo a flexión $A_{s,min}$ de acuerdo con la Tabla 7.6.1.1.

Tabla 7.6.1.1 — $A_{s,min}$ para losas en una dirección no preeforzadas

Tipo de refuerzo	f_y , lb./pulg. ²	$A_{s,min}$	
Barras corrugadas	< 60,000	$0.0020 A_g$	
Barras corrugadas o refuerzo de alambre electrosoldado	$\geq 60,000$	Mayor de:	$\frac{0.0018 \times 60,000}{f_y} A_g$ $0.0014 A_g$

7.6.2 *Refuerzo mínimo a flexión en losas preeforzadas*

7.6.2.1 Para lasos con refuerzo preeforzado adherido, la cantidad total de refuerzo A_s y A_{ps} debe ser adecuada para desarrollar una carga mayorada de por lo menos 1.2 veces la carga de fisuración, calculada con base en el f_r dado en 19.2.3.

R7.5.2 *Momento*

R7.5.2.3 Este requisito solo aplica cuando la viga T es paralela a la luz en la losa en una dirección. Por ejemplo, la viga puede ser utilizada como apoyo para un muro o una carga concentrada que la losa sola no puede sostener. En este caso, el refuerzo principal a flexión de la losa es paralelo a la viga y el área del refuerzo perpendicular es generalmente la requerida para retracción y temperatura. El refuerzo requerido por esta sección cumple la función de resistir los momentos negativos “no intencionales” que pueden desarrollarse sobre la viga y cuando el refuerzo de retracción y temperatura actuando solo no los alcanza a resistir.



R7.6 — Límites del refuerzo

R7.6.1 *Refuerzo mínimo a flexión en losas no preeforzadas*

R7.6.1.1 El área requerida para barras corrugadas y refuerzo electrosoldado de alambre usado como refuerzo mínimo para flexión es la misma requerida para el refuerzo de retracción y temperatura en 24.4.3.2. Sin embargo, mientras se permite que el refuerzo para retracción y temperatura sea distribuido entre las dos caras de la losa, según sea apropiado para las condiciones específicas, el refuerzo mínimo para flexión debe ser colocado lo más cerca posible de la cara en tracción del concreto debida a las cargas aplicadas.

R7.6.2 *Refuerzo mínimo a flexión en losas preeforzadas*

— Los requisitos para refuerzo mínimo a flexión en lasos preeforzadas en una dirección son los mismos que para las vigas preeforzadas. Véase R9.6.2 para más información.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

7.6.2.2 Para losas con resistencia de diseño tanto para flexión como para cortante de al menos el doble de la resistencia requerida, no hay necesidad de cumplir con 7.6.2.1.

7.6.2.3 En losas con tendones no adheridos, el área mínima de refuerzo corrugado adherido $A_{s,min}$ debe ser:

$$A_{s,min} \geq 0.004 A_{ct} \quad (7.6.2.3)$$

donde A_{ct} es el área de la porción de la sección transversal entre la cara de tracción en flexión y el centroide de la sección bruta.

7.6.3 Refuerzo mínimo a cortante

7.6.3.1 Debe colocarse un área mínima de refuerzo a cortante, $A_{v,min}$, en todas las regiones donde $V_u > \phi V_c$. Para lasos alveolares prefabricadas y preeforzadas con $h > 12.5$ pulg. sin incluir el afinado de piso, debe colocarse $A_{v,min}$ en todas las regiones donde $V_u > 0.5\phi V_{cw}$.

R7.6.3 Refuerzo mínimo a cortante — Los fundamentos para el refuerzo mínimo a cortante en losas en una dirección son los mismos que para las vigas. Véase R9.6.3 para más información.

R7.6.3.1 Las losas macizas y zapatas tienen requisitos menos exigentes para el refuerzo mínimo a cortante que las vigas porque existe la posibilidad de compartir la carga entre las zonas más débiles y más fuertes. Sin embargo, investigaciones (Angelakos et al. 2001; Lubell et al. 2004; Brown et al. 2006) han demostrado que losas en una sola dirección, de gran altura y poco reforzadas, en especial las construidas con concreto de alta resistencia, o con concreto con agregado grueso de tamaño pequeño, pueden fallar a cortantes menores que el V_c calculado con la ecuación (22.5.5.1). Las losas en una dirección sometidas a cargas concentradas son más susceptibles de mostrar esta vulnerabilidad.

Los resultados de ensayos de elementos prefabricados alveolares preeforzados (Becker and Buettner 1985; Anderson 1978) con $h \leq 12.5$ pulg. han mostrado resistencias a cortante mayores a las calculadas por medio de las ecuaciones (22.5.8.3.1a) y (22.5.8.3.2). Los resultados de ensayos de elementos alveolares con $h > 12.5$ pulg. han mostrado que las resistencias a cortante en el alma en las regiones del extremo de la luz puede ser menores que las resistencias calculadas por medio de la ecuación (22.5.8.3.2). Por el contrario, las resistencias a cortante por flexión en elementos alveolares de mayor altura igualan o exceden las resistencias calculadas mediante la ecuación (22.5.8.3.1a).

R7.6.3.2 El fundamento para evaluar la resistencia con base en ensayos para las losas en una dirección es el mismo que para las vigas. Véase R9.6.3.2 para más información.

7.6.3.2 Si se demuestra por medio de ensayos que se pueden desarrollar los valores de M_n y V_n requeridos, no es necesario cumplir con 7.6.3.1. Dichos ensayos deben simular los efectos de asentamientos diferenciales, flujo plástico, retracción y variación de temperatura, basados en una evaluación realista de la ocurrencia de dichos efectos en condiciones de servicio.

7.6.3.3 Si se requiere refuerzo para cortante, el refuerzo transversal mínimo $A_{v,min}$, debe cumplir con 9.6.3.3.

REGLAMENTO**COMENTARIO****7.6.4 Refuerzo mínimo para retracción y temperatura**

7.6.4.1 Se debe colocar refuerzo para resistir los esfuerzos debidos a retracción y temperatura de acuerdo con 24.4.

7.6.4.2 Si se emplea refuerzo preesforzado para retracción y temperatura de acuerdo con 24.4.4, se debe cumplir con 7.6.4.2.1 hasta 7.6.4.2.3.

7.6.4.2.1 En construcción monolítica de vigas y losas postensadas construidas en sitio, el área bruta de concreto es el área total de la viga incluyendo el espesor de la losa y la porción de losa dentro de la mitad de la distancia libre entre las almas de las vigas adyacentes. Se permite incluir la fuerza efectiva del preesfuerzo de los tendones de las vigas en el cálculo de la fuerza total de preesfuerzo que actúa sobre el área bruta de la sección de concreto.

7.6.4.2.2 Cuando las losas están apoyadas sobre muros o no se construyen monolíticamente con las vigas, el área bruta de concreto corresponde a la sección aferente de la losa al tendón o grupo de tendones.

7.6.4.2.3 Se requiere como mínimo colocar un tendón en la losa entre las caras de las vigas o muros adyacentes.

R7.6.4 Refuerzo mínimo para retracción y temperatura

R7.6.4.2 En construcción monolítica preesforzada de viga y losa, se requiere colocar al menos un tendón entre vigas para retracción y temperatura aún si los tendones de la viga por sí mismos proveen un esfuerzo promedio de compresión de al menos 100 lb./pulg.² como se exige en 24.4.4.1 medido sobre la sección bruta definida en 7.6.4.2.1. Se permite utilizar tendones de cualquier diámetro siempre y cuando se cumplan todos los requisitos de 7.6.4.2 y 7.7.6.3. En la Fig. R7.6.4.2 se ilustra la aplicación de las disposiciones de 7.6.4.2 y 7.7.6.3 en una construcción de viga y losa monolítica postensada construida en sitio.

Los tendones empleados como refuerzo de retracción y temperatura deben colocarse, en altura, lo más cercanos posible a la mitad de la sección de la losa. En los casos donde los tendones para retracción y temperatura se emplean para sostener los tendones principales, se permiten variaciones en localización con respecto al centroide de la losa; sin embargo, la resultante de los tendones de retracción y temperatura no debe quedar fuera del tercio central del espesor de la losa.

Se deben evaluar los efectos del acortamiento de la losa para garantizar la efectividad del preesfuerzado. En la mayoría de los casos, el bajo nivel de preesfuerzado recomendado no debe causar dificultades en una estructura adecuadamente detallada. Cuando los efectos térmicos sean significativos, pueden requerirse cuidados especiales.

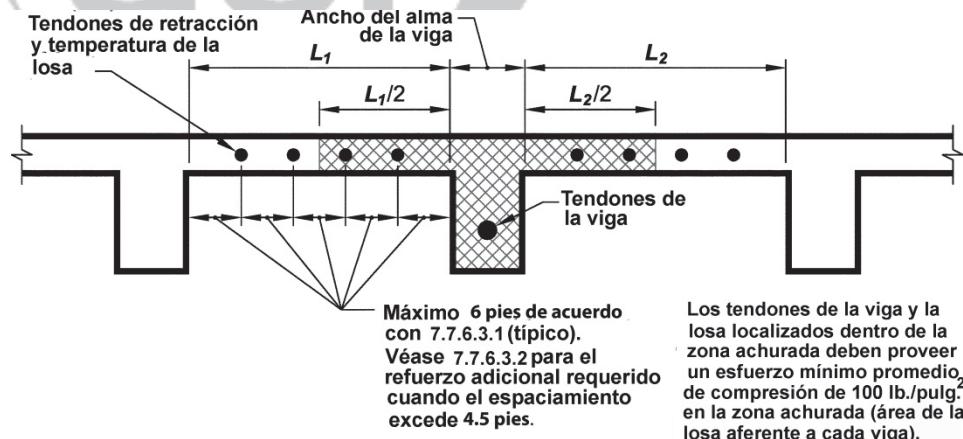


Fig. R7.6.4.2 — Sección a través de vigas construidas monolíticamente con la losa

7.7 — Detalles del refuerzo**7.7.1 Generalidades**

7.7.1.1 El recubrimiento de concreto para el refuerzo debe cumplir con 20.6.1.

7.7.1.2 Las longitudes de desarrollo del refuerzo corrugado y del refuerzo preesforzado deben cumplir con 25.4.

7.7.1.3 Los empalmes del refuerzo corrugado deben cumplir con 25.5.

R7.7 — Detalles del refuerzo

REGLAMENTO**COMENTARIO**

7.7.1.4 Los paquetes de barras deben cumplir con 25.6.

7.7.2 Espaciamiento del refuerzo

7.7.2.1 El espaciamiento mínimo s debe cumplir con 25.2.

7.7.2.2 Para losas no preeforzadas y lasos preeforzadas Clase C, el espaciamiento del refuerzo adherido más cercano a la cara en tracción no debe exceder el valor de s dado en 24.3.

7.7.2.3 El espaciamiento máximo s del refuerzo corrugado debe ser el menor entre **$3h$** y 18 pulg.

7.7.2.4 El espaciamiento del refuerzo requerido en 7.5.2.3 no debe exceder el menor entre **$5h$** y 18 pulg.

7.7.3 Refuerzo a flexión en lasos no preeforzadas

7.7.3.1 La fuerza de tracción o compresión calculada en el refuerzo en cada sección de la losa debe desarrollarse a cada lado de dicha sección.

7.7.3.2 Las secciones críticas para el desarrollo del refuerzo son los puntos donde se presentan esfuerzos máximos y los puntos a lo largo del vano donde el refuerzo a tracción se termina o se dobla o ya no se necesita para resistir flexión.

7.7.3.3 El refuerzo debe prolongarse más allá del punto en el cual ya no se necesita para resistir flexión por una distancia al menos igual al mayor entre d y $12d_b$, excepto en los apoyos de vanos simplemente apoyados y en el extremo libre de voladizos.

7.7.3.4 El refuerzo a tracción por flexión que continua debe tener una longitud embebida no menor que ℓ_d más allá del punto en donde el refuerzo que se termina o se dobla ya no se requiere para resistir flexión.

7.7.3.5 El refuerzo a tracción por flexión no debe terminarse en una zona de tracción, a menos que se cumpla con lo requerido por (a), (b) o (c):

- (a) $V_u \leq (2/3)\phi V_n$ en el punto de terminación del refuerzo.
- (b) Para barras No.11 y menores, cuando el refuerzo que continua proporciona el doble del área requerida por flexión en el punto terminal y $V_u \leq (3/4)\phi V_n$ en ese punto.
- (c) Se colocan estribos con un área mayor que la requerida por cortante a lo largo de cada barra o alambre que termina por una distancia $(3/4)d$ medida a partir del punto de terminación del refuerzo. El área de estribos adicional no debe ser menor que $60b_w s / f_{yt}$. El espaciamiento s no debe exceder $d/(8\beta_b)$.

7.7.3.6 El refuerzo a tracción debe estar adecuadamente

R7.7.2 Espaciamiento del refuerzo

R7.7.2.4 Los límites para el espaciamiento del refuerzo de losas se basan en el espesor del ala, que para alas de espesor variable puede tomarse como espesor promedio.

R7.7.3 Refuerzo a flexión en lasos no preeforzadas — Los requisitos para el desarrollo del refuerzo en lasos en una dirección son similares a los de las vigas. Véase R9.7.3 para más información.

REGLAMENTO

anclado cuando el esfuerzo en el refuerzo no sea directamente proporcional al momento, como ocurre en losas inclinadas, con escalones o de sección variable, donde el refuerzo a tracción no es paralelo a la cara en compresión.

7.7.3.7 En losas cuya luz no excede 10 pies, se permite que el refuerzo electrosoldado de alambre cuyo diámetro no exceda W5 ó D5, se doble desde un punto situado cerca de la cara superior sobre el apoyo hasta un punto localizado cerca de la cara inferior en el centro de la luz, siempre y cuando este refuerzo sea continuo sobre el apoyo o esté debidamente desarrollado en éste.

7.7.3.8 Terminación del refuerzo

7.7.3.8.1 En apoyos simples, al menos un tercio del refuerzo máximo para momento positivo se debe extender a lo largo de la cara inferior de la losa dentro del apoyo. En losas prefabricadas, este refuerzo se debe extender al menos hasta el centro del largo de apoyo.

7.7.3.8.2 En otros apoyos, al menos un cuarto del refuerzo para momento positivo máximo se debe extender por lo menos 6 pulg. a lo largo de la cara inferior de la losa dentro del apoyo.

7.7.3.8.3 En apoyos simples y puntos de inflexión de momentos, d_b del refuerzo a tracción de momento positivo debe limitarse de tal manera que ℓ_d calculado para ese refuerzo cumpla con (a) o (b). Si el refuerzo termina más allá del eje central del apoyo mediante un gancho estándar o un anclaje mecánico equivalente al menos a un gancho estándar, no se requiere cumplir con (a) o (b).

- (a) $\ell_d \leq (1.3M_n/V_u + \ell_a)$ si el extremo del refuerzo está confinado por una reacción a compresión.
- (b) $\ell_d \leq (M_n/V_u + \ell_a)$ si el extremo del refuerzo no está confinado por una reacción a compresión.

donde M_n se calcula suponiendo que todo el refuerzo en la sección está sometido a f_y , y V_u se calcula en ésta la sección. En un apoyo, ℓ_a es la longitud embebida más allá del centro del apoyo. En un punto de inflexión, ℓ_a es la longitud embebida más allá del punto de inflexión, limitada al mayor de d y $12d_b$.

7.7.3.8.4 Por lo menos un tercio del refuerzo para momento negativo debe tener una longitud embebida más allá del punto de inflexión por lo menos igual al mayor de d , $12d_b$ y $\ell_n/16$.

7.7.4 Refuerzo a flexión en lasos preeforzadas

7.7.4.1 Los tendones externos deben estar conectados al miembro de una forma tal que se mantenga la excentricidad especificada entre los tendones y el centroide del concreto a lo largo de todo el intervalo de deflexiones previstas para el miembro.

COMENTARIO

R7.7.3.8 Terminación del refuerzo — Los requisitos de terminación del refuerzo en losas en una dirección son similares a los de vigas. Véase R9.7.3.8 para información adicional.

R7.7.4 Refuerzo a flexión en lasos preeforzadas

REGLAMENTO**COMENTARIO**

7.7.4.2 Si se requiere refuerzo no preeforzado para cumplir con la resistencia a flexión, deben cumplirse los requisitos de detallado de 7.7.3.

7.7.4.3 Terminación del refuerzo preeforzado

7.7.4.3.1 Las zonas de anclaje para postensado deben diseñarse y detallarse de acuerdo con 25.9.

7.7.4.3.2 Los anclajes y conectores de postensado deben diseñarse y detallarse de acuerdo con 25.8.

7.7.4.4 Terminación del refuerzo corrugado en losas con tendones no adheridos

7.7.4.4.1 La longitud del refuerzo corrugado requerido en 7.6.2.3 debe cumplir con (a) y (b).

- (a) En zonas de momento positivo debe ser al menos $\ell_n/3$, y estar centrada en esas zonas.
- (b) Por lo menos $\ell_n/6$ a cada lado de la cara del apoyo.

7.7.5 Refuerzo a cortante

7.7.5.1 Cuando se requiera refuerzo a cortante, el refuerzo transversal debe detallarse de acuerdo con 9.7.6.2.

7.7.6 Refuerzo de retracción y temperatura

7.7.6.1 El refuerzo de retracción y temperatura de acuerdo con 7.6.4 debe colocarse en forma perpendicular al refuerzo a flexión.

7.7.6.2 Refuerzo no preeforzado

7.7.6.2.1 El espaciamiento del refuerzo corrugado de retracción y temperatura no debe exceder el menor de **5h** y 18 pulg.

7.7.6.3 Refuerzo preeforzado

7.7.6.3.1 El espaciamiento de los tendones de la losa, requeridos por 7.6.4.2, y la distancia entre la cara de la viga o muro al tendon más cercano, no debe exceder 6 pies.

7.7.6.3.2 Donde el espaciamiento entre los tendones de la losa excede 4.5 pies se debe colocar refuerzo corrugado adicional de retracción y temperatura que cumpla con 24.4.3, paralelo a los tendones; excepto que no se necesita cumplir con 24.4.3.4. Para calcular este refuerzo adicional de retracción y temperatura, se permite tomar la sección bruta de concreto en la Tabla 24.4.3.2 como el área de la losa entre las caras de las vigas. Este refuerzo de retracción y temperatura debe extenderse desde los bordes de la losa por una distancia mayor o igual a la separación entre tendones de la losa.

R7.7.4.4 Terminación del refuerzo corrugado en losas con tendones no adheridos — Los requisitos para terminación del refuerzo corrugado en losas en una dirección con tendones no adheridos son los mismos que para vigas. Véase R9.7.4.4 para información adicional.

R7.7.6 Refuerzo de retracción y temperatura**R7.7.6.3 Refuerzo preeforzado**

R7.7.6.3.2 Un espaciamiento muy amplio entre tendones produce esfuerzos a compresión no uniformes cerca de los bordes de la losa. El refuerzo adicional se coloca para poder reforzar el área cercana al borde de la losa que puede estar sometida a compresión de manera inadecuada. La colocación de este refuerzo se ilustra en la Fig. R7.7.6.3.2.

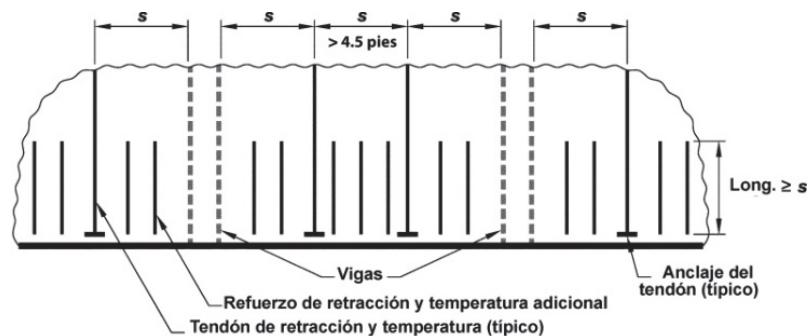
REGLAMENTO**COMENTARIO**

Fig. R7.7.6.3.2 — Vista en planta del borde de la losa mostrando el refuerzo adicional de retracción y temperatura



REGLAMENTO

CAPÍTULO 8 — LOSAS EN DOS DIRECCIONES

8.1 — Alcance

8.1.1 Los requisitos de este capítulo se deben aplicar al diseño de sistemas de losas no preefuerzadas y preefuerzadas reforzadas para flexión en dos direcciones, con o sin vigas entre los apoyos, incluyendo las descritas en (a) hasta (d):

- (a) Losas macizas.
- (b) Losas no compuestas construidas sobre tableros permanentes de acero.
- (c) Losas compuestas con elementos de concreto construidos en etapas diferentes pero conectadas de manera que todos los elementos resistan las fuerzas como una unidad.
- (d) Sistemas de viguetas en dos direcciones de acuerdo con 8.8.

COMENTARIO

R8 — LOSAS EN DOS DIRECCIONES

R8.1 — Alcance

Los métodos de diseño que se presentan en este capítulo se basan en el análisis de los resultados de una serie amplia de ensayos (Burns and Hemakom 1977; Gamble et al. 1969; Gerber and Burns 1971; Guralnick and LaFraugh 1963; Hatcher et al. 1965, 1969; Hawkins 1981; Jirsa et al. 1966; PTI DC20.8; Smith and Burns 1974; Scordelis et al. 1959; Vanderbilt et al. 1969; Xanthakis and Sozen 1963) y en el historial, bien establecido, del comportamiento de diferentes sistemas de losas. Los principios fundamentales de diseño aplican a todo sistema estructural plano sometido a cargas transversales. Varias de las reglas específicas de diseño, así como los precedentes históricos, limitan los tipos de estructuras a los cuales se aplica este capítulo. Los sistemas de losas que se pueden diseñar de acuerdo con este capítulo incluyen losas planas, placas planas, losas en dos direcciones y losas reticulares. Las losas con cielo rasos de paneles incorporados se consideran sistemas de vigas de banda ancha en dos direcciones.

Se excluyen las losas sobre el terreno que no transmiten cargas verticales provenientes de otras partes de la estructura al suelo.

Para losas con vigas, los procedimientos explícitos de diseño descritos en este capítulo aplican sólo cuando las vigas se encuentran en los bordes del panel y cuando las vigas están apoyadas sobre columnas u otros apoyos, esencialmente rígidos verticalmente, colocados en las esquinas del panel. Las losas en dos direcciones con vigas en una dirección, en donde losa y viga están soportadas por vigas maestras en la otra dirección, se pueden diseñar de acuerdo con los requisitos generales de este capítulo. Dichos diseños se deben basar en análisis compatibles con la posición deformada de las vigas y vigas maestras 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 del panel (véase 8.4.1.7). Los muros con una longitud menor a la longitud total del panel pueden tratarse como columnas.

8.2 — Generalidades

8.2.1 Un sistema de losa se puede diseñar mediante cualquier procedimiento que cumpla con las condiciones de equilibrio y compatibilidad geométrica, siempre que la resistencia de diseño en cada sección sea al menos igual a la resistencia requerida, y que se cumplan todos los requisitos de funcionamiento. Se permite el método de diseño directo de la sección 8.10 ó el método del pórtico equivalente de 8.11, donde sean aplicables.

R8.2 — Generalidades

R8.2.1 Esta sección permite el diseño basado directamente en los principios fundamentales de la mecánica estructural, siempre que se pueda demostrar de manera explícita que se satisfacen todos los criterios de resistencia y funcionamiento. El diseño de la losa se puede lograr mediante el uso combinado de soluciones clásicas basadas en un medio 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 cortante y torsión así como flexión. El diseño de un sistema de losa implica algo más que su análisis, y cualquier variación en las dimensiones físicas de la losa con respecto a la práctica común debe ser justificada con base en el conocimiento de las cargas esperadas y en la confiabilidad de los esfuerzos y deformaciones calculados para la estructura.

REGLAMENTO

COMENTARIO

8

8.2.2 Se deben considerar en el diseño los efectos de las cargas concentradas y de las aberturas.

8.2.3 Las losas preestablecidas con un esfuerzo efectivo promedio a compresión menor a 125 lb./pulg.² deben diseñarse como losas no preestablecidas.

8.2.4 Los ábacos, en losas no preestablecidas, usados para reducir el espesor mínimo requerido de acuerdo con 8.3.1.1 ó la cantidad de refuerzo corrugado para momento negativo sobre un apoyo, de acuerdo con 8.5.2.2, deben cumplir con (a) y (b).

(a) El ábaco debe proyectarse bajo la losa al menos un cuarto parte del espesor de la losa adyacente.

(b) El ábaco debe extenderse en cada dirección desde la línea central de apoyo por una distancia no menor a un sexto de la longitud del vano medida centro a centro de los apoyos en esa dirección.

8.2.5 Cuando se use un descolgado para cortante para aumentar la sección crítica para cortante en un nudo losa-columna, el descolgado para cortante debe proyectarse bajo superficie inferior de la losa y extenderse una distancia horizontal medida desde la cara de la columna que sea al menos igual al espesor de la proyección bajo la superficie inferior de la losa.

8.2.6 Materiales

8.2.6.1 Las propiedades de diseño para el concreto deben seleccionarse de acuerdo con el Capítulo 19.

8.2.6.2 Las propiedades de diseño para el acero de refuerzo deben seleccionarse de acuerdo con el Capítulo 20.

8.2.6.3 Los materiales, diseño y detallado de insertos embebidos en el concreto deben cumplir con 20.7

8.2.7 Conexiones a otros elementos

8.2.7.1 Las conexiones viga-columna y losa-columna deben cumplir con los requisitos del Capítulo 15.

8.3 — Límites de diseño

8.3.1 Espesor mínimo de la losa

Para el análisis frente a carga gravitacional de sistemas de losas en dos direcciones, se presentan dos métodos en 8.10 y 8.11. Los requisitos específicos de ambos métodos de diseño están limitados en su aplicación a pórticos ortogonales sometidos solo a cargas gravitacionales. 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 momentos a las secciones críticas de la losa reflejan los efectos de la reducción de rigidez de los elementos debido a la fisuración y la geometría del apoyo.

R8.2.4 y R8.2.5 Las dimensiones del ábaco especificadas en 8.2.4 son necesarias cuando se utiliza para reducir la cantidad de refuerzo de momento negativo de acuerdo con 8.5.2.2 o para satisfacer el espesor mínimo de la losa permitido en 8.3.1.1. Si las dimensiones son menores a las especificadas en 8.2.4, se puede usar la proyección como descolgado para cortante para aumentar la resistencia a cortante de la losa. Para losas con cambios de espesor, es necesario verificar la resistencia a cortante en varias secciones (véase 22.6.4.1(b)).

TM



R8.2.7 Conexiones a otros elementos — La seguridad de un sistema de losa requiere que se tenga en cuenta la transmisión de la carga desde la losa a las columnas por flexión, torsión y cortante.

8.3.3 Límites de diseño

R8.3.1 Espesor mínimo de la losa — Los espesores mínimos de losa de 8.3.1.1 y 8.3.1.2 son independientes de la carga y del módulo de elasticidad del concreto, los cuales tienen una influencia importante en las deflexiones. Estos

REGLAMENTO**COMENTARIO**

8.3.1.1 Para las losas no preeforzadas sin vigas interiores que se extiendan entre los apoyos en todos los lados y que tengan una relación entre los lados no mayor de 2, el espesor total de la losa ***h*** no debe ser menor que los valores dados en la Tabla 8.3.1.1 y no debe ser menor al valor dado en (a) o (b), a menos que se cumplan los límites de deflexiones calculadas según 8.3.2.

- (a) Losas sin ábacos como se definen en 8.2.4 5 pulg.
- (b) Losas con ábacos como se definen en 8.2.4..... 4 pulg.

Tabla 8.3.1.1 — Espesor mínimo de losas no preeforzadas en dos direcciones sin vigas interiores (pulg.)^[1]

f_y lb./pulg. ² [2]	Sin ábacos ^[3]		Con ábacos ^[3]			
	Paneles exteriores		Paneles interiores		Paneles exteriores	Paneles interiores
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde ^[4]			Sin vigas de borde	Con vigas de borde ^[4]
40,000	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{40}$	$\frac{\ell_n}{40}$
60,000	$\frac{\ell_n}{30}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$
75,000	$\frac{\ell_n}{28}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{34}$	$\frac{\ell_n}{34}$

^[1] ℓ_n es la luz libre en la dirección larga, medida entre caras de los apoyos (pulg.).

^[2] Para f_y entre los valores dados en la tabla, el espesor mínimo debe obtenerse por interpolación lineal.

^[3] Ábaco, como se define en 8.2.4.

^[4] Losas con vigas entre columnas a lo largo de los bordes exteriores. El valor de α_f para la viga de borde debe calcularse de acuerdo con 8.10.2.7.

Los paneles exteriores se deben considerar como sin viga de borde si α_f es menor que 0.8.

8.3.1.2 Para losas no preeforzadas con vigas entre apoyos en todos los lados, el espesor total de la losa ***h*** debe cumplir con los límites dados en la Tabla 8.3.1.2 a menos que la deflexión calculada cumpla con los límites dados en 8.3.2.

espesores mínimos no son aplicables a losas con cargas permanentes inusualmente altas o construidas con concreto que tenga un módulo de elasticidad significativamente menor que el de concreto común de peso normal. En estas situaciones se deben calcular las deflexiones.

R8.3.1.1 Los espesores mínimos dados en la Tabla 8.3.1.1 corresponden a aquellos que se han desarrollado a través de los años.



R8.3.1.2 Para paneles que tengan una relación entre la luz larga y la luz corta mayor que 2, el uso de las ecuaciones (b) y (d) de la Tabla 8.3.1.2, que indican el espesor mínimo como una fracción de la luz larga, pueden conducir a resultados no razonables. Para dichas losas deben usarse las reglas para losas en una dirección de 7.3.1.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

Tabla 8.3.1.2 — Espesor mínimo de las losas de dos direcciones con vigas entre los apoyos en todos los lados

α_{fm} ^[1]	Espesor mínimo, h , pulg.	
$\alpha_{fm} \leq 0.2$	Se aplica 8.3.1.1	
$0.2 < \alpha_{fm} \leq 2.0$	Mayor de:	$\frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{200,000} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)}$ (b) ^{[2], [3]}
		5.0 (c)
$\alpha_{fm} > 2.0$	Mayor de:	$\frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{200,000} \right)}{36 + 9\beta}$ (d) ^{[2], [3]}
		3.5 (e)

^[1] α_{fm} es el valor promedio de α_f para todas las vigas en el borde de un panel y α_f se calcula de acuerdo con 8.10.2.7.

^[2] ℓ_n corresponde a la luz libre en la dirección larga, medida cara a cara de las vigas (pulg.)

^[3] El término β es la relación de la luz libre en la dirección larga a la luz libre en la dirección corta de la losa.

8.3.1.2.1 En bordes discontinuos de losas que cumplen con 8.3.1.2, debe disponerse una viga de borde con un $\alpha_f \geq 0.80$, o bien se debe aumentar el espesor mínimo requerido por (b) o (d) de la Tabla 8.3.1.2, por lo menos un 10 por ciento en el panel que tenga un borde discontinuo.

8.3.1.3 Se permite incluir en h el espesor del afinado de piso de concreto siempre y cuando sea construido monolíticamente con la losa, o el acabado se diseñe como elemento compuesto de la losa de piso, de acuerdo con 16.4.

8.3.1.4 Si se emplean estribos de una o varias ramas como refuerzo de cortante, la losa debe tener el espesor suficiente para satisfacer los requisitos para **d** dados en 22.6.7.1.

8.3.2 Límites para la deflexión calculada

8.3.2.1 Las deflexiones inmediatas y a largo plazo deben calcularse de acuerdo con 24.2 y no deben exceder los límites establecidos en 24.2.2 para las losas en dos direcciones definidas en (a) hasta (c):

- (a) Losas no preesforzadas que no cumplen con 8.3.1.
- (b) Losas no preesforzadas sin vigas interiores entre apoyos en todos los lados y que tienen una relación entre los lados corto y lado largo mayor de 2.0.
- (c) Losas preesforzadas.

8.3.2.2 Para las losas de concreto compuestas no preesforzadas que cumplen con 8.3.1.1 ó 8.3.1.2, no es necesario

R8.3.1.3 El Reglamento no especifica un espesor adicional para superficies de desgaste sometidas a condiciones poco usuales de desgaste. Se deja a discreción del profesional facultado para diseñar el aumentar el espesor para condiciones poco usuales.

Un afinado de piso de concreto sólo puede considerarse para propósitos de resistencia si está construido monolíticamente con la losa. Se permite incluir un afinado de piso separado en la altura estructural si se asegura la acción compuesta de acuerdo con 16.4.

R8.3.2 Límites para la deflexión calculada

R8.3.2.1 En losas planas preesforzadas continuas con dos o más vanos en cada dirección, la relación luz-espesor generalmente no debe exceder 42 para entrepisos y 48 para cubiertas. Estos límites pueden incrementarse a 48 y 52, respectivamente, cuando los cálculos indican que la deflexión tanto a corto como a largo plazo, la convexidad, así como la frecuencia natural de vibración y su amplitud, no sean objetables.

La deflexión a corto y a largo plazo y la convexidad deben calcularse y confrontarse con los requisitos de funcionamiento de la estructura.

R8.3.2.2 Si cualquier parte de un miembro compuesto es preesforzada, o si el elemento se preesfuerza después de que

REGLAMENTO

calcular la deflexión que ocurre después de que el elemento se vuelve compuesto. Las deflexiones que ocurren antes de que el elemento se vuelva compuesto se deben investigar, a menos que el espesor antes de la acción compuesta también cumpla con 8.3.1.1 ó 8.3.1.2.

8.3.3 Límite de la deformación unitaria del refuerzo en losas no preeesforzadas

8.3.3.1 Para las losas no preeesforzadas, ϵ_t debe ser al menos 0.004.

8.3.4 Límites de los esfuerzo en losas preeesforzadas

8.3.4.1 Las losas preeesforzadas deben clasificarse como Clase U con $f_t \leq 6\sqrt{f'_c}$. Los esfuerzos en lasos preeesforzadas inmediatamente después de la transferencia y bajo cargas de servicio no deben exceder los esfuerzos permitidos en 24.5.3 y 24.5.4.

8.4 — Resistencia requerida

8.4.1 Generalidades

8.4.1.1 La resistencia requerida se debe calcular de acuerdo con las combinaciones de mayoración de cargas definidas en el Capítulo 5.

8.4.1.2 La resistencia requerida se debe calcular de acuerdo con los procedimientos de análisis definidos en el Capítulo 6. Alternativamente, se permite utilizar los requisitos de 8.10 del método de diseño directo en el análisis de losas no preeesforzadas y los requisitos de 8.11 del método de pórtico equivalente para el análisis de las losas preeesforzadas y no preeesforzadas, excepto que 8.11.6.5 y 8.11.6.6 no aplican a las losas preeesforzadas.

COMENTARIO

se han construido los componentes, las disposiciones de 8.3.2.1 aplican y deben calcularse las deflexiones. Para elementos compuestos no preeesforzados las deflexiones deben calcularse y compararse con los valores exigidos por la Tabla 24.2.2, sólo cuando la altura del elemento o de la parte prefabricada del elemento sea menor que la altura mínima dada en la Tabla 8.3.1.1. En construcción sin apuntalar, la altura correspondiente depende de si la deflexión se considera antes o después de lograr una acción compuesta efectiva.

R8.3.3 Límite de la deformación unitaria del refuerzo en losas no preeesforzadas

R8.3.3.1 El objetivo de esta limitación es restringir la cuantía de refuerzo en losas no preeesforzadas para mitigar la fragilidad en el comportamiento a flexión en caso de una sobrecarga. Esta limitación no aplica a losas preeesforzadas.

R8.4 — Resistencia requerida

R8.4.1 Generalidades

R8.4.1.2 En sistemas de losas preeesforzadas se requiere el empleo del método de análisis del pórtico equivalente (véase 8.11) o de procedimientos numéricos de análisis, para determinar los momentos y cortantes, tanto de servicio como mayorados. El método de análisis del pórtico equivalente ha demostrado en ensayos de modelos estructurales de escala apreciable que predice satisfactoriamente los momentos y cortantes mayorados en sistemas de losas preeesforzadas (Smith and Burns 1974; Burns and Hemakom 1977; Hawkins 1981; PTI DC20.8; Gerber and Burns 1971; Scordelis et al. 1959). Las investigaciones referidas también demuestran que un análisis que emplea secciones prismáticas u otras aproximaciones de la rigidez, puede producir resultados erróneos e inseguros. Se excluye la aplicación de 8.11.6.5 a sistemas de losas preeesforzadas. Sin embargo, se permite la redistribución de momentos para losas preeesforzadas de acuerdo con 6.6.5. Se excluye la aplicación de 8.11.6.6 a sistemas de losas preeesforzadas porque la distribución de momentos entre franjas de columna y franjas centrales requeridas por 8.11.6.6 se basa en ensayos de losas de concreto no preeesforzadas. Los métodos simplificados que emplean coeficientes promedio no se aplican a sistemas de losas de concreto preeesforzado. El documento PTI DC20.8 da guías para el diseño de sistemas de losas de concreto preeesforzadas.

REGLAMENTO

COMENTARIO

8.4.1.3 En lasos preesforzadas, los efectos de las reacciones inducidas por el preesfuerzo deben tenerse en cuenta de acuerdo con 5.3.11.

8.4.1.4 En un sistema de losa apoyado sobre columnas o muros, las dimensiones c_1 , c_2 y ℓ_n deben basarse en un área de apoyo efectiva. El área de apoyo efectiva está definida por la intersección de la superficie inferior de la losa, o del ábaco o descolgado para cortante si lo hubiera, con el mayor cono circular recto, pirámide recta, o volumen en forma de cuña, cuyas superficies estén localizadas dentro de la columna y el capitel o cartela, y que estén orientadas a un ángulo no mayor de 45 grados con respecto al eje de la columna.

8.4.1.5 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 deben incluir las vigas dentro de la franja, si las hay.

8.4.1.6 Una franja central es una franja de diseño limitada por dos franjas de columna.

8.4.1.7 Un panel de losa está circunscrito por los ejes de las columnas, vigas o muros que existan en sus bordes.

8.4.1.8 Para construcción monolítica o totalmente compuesta que soporte losas en dos direcciones, una viga incluye la parte de la losa que está situada a cada lado de la viga, por 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.

8.4.1.9 Se permite combinar los resultados del análisis de cargas gravitacionales con los resultados de un análisis de cargas laterales.

8.4.2 Momento mayorado

8.4.2.1 Para lasos construidas integralmente con sus apoyos, se permite calcular M_u en los apoyos en la cara del apoyo, excepto cuando se analice de acuerdo con 8.4.2.2.

8.4.2.2 Para las losas analizadas empleando el método de diseño directo o el método de pórtico equivalente, M_u en el apoyo se debe localizar de acuerdo con 8.10 ó 8.11, respectivamente.

R8.4.1.7 Un panel de losa incluye todos los elementos a flexión comprendidos entre los ejes de las columnas. Por lo tanto, la franja de columnas incluye las vigas, si las hay.

R8.4.1.8 Para sistemas monolíticos o totalmente compuestos, las vigas incluyen porciones de losa como si fueran alas. En la Fig. R8.4.1.8 se presentan dos ejemplos de la regla de esta sección.

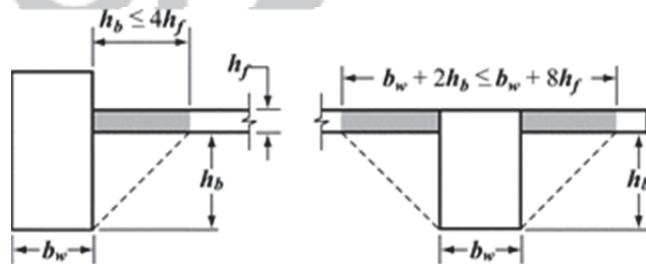


Fig. R8.4.1.8 — Ejemplos de la porción de losa que debe incluirse con la viga, según 8.4.1.8.

8.4.2 Momento mayorado

REGLAMENTO

COMENTARIO

8.4.2.3 Momento mayorado resistido por la columna

8.4.2.3.1 Si la carga gravitacional, de viento, sismo u otros efectos causan transferencia de momento entre la losa y la columna, una fracción de M_{sc} , el momento mayorado de la losa resistido por la columna en un nudo, debe ser transferida por flexión, de acuerdo con 8.4.2.3.2 hasta 8.4.2.3.5.

8.4.2.3.2 La fracción del momento mayorado de la losa resistida por una columna, $\gamma_f M_{sc}$, se debe considerar transmitida por flexión y γ_f se calcula por medio de:

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3}\right) \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \quad (8.4.2.3.2)$$

8.4.2.3.3 El ancho efectivo de la losa b_{slab} para resistir $\gamma_f M_{sc}$ debe ser el ancho de la columna o capitel más **1.5h** de la losa o del ábaco a cada lado de la columna o capitel.

8.4.2.3.4 Para losas no preeforzadas, donde se satisfacen las limitaciones de v_{ug} y ϵ_t de la Tabla 8.4.2.3.4, se permite aumentar γ_f a los valores máximos modificados dados en la Tabla 8.4.2.3.4, donde v_c se calcula de acuerdo con 22.6.5 y v_{ug} es el esfuerzo cortante mayorado en la sección crítica de la losa para acción en dos direcciones debida a cargas gravitacionales sin incluir la transferencia de momento.

Tabla 8.4.2.3.4 — Valores máximos modificados de γ_f para losas de dos direcciones no preeforzadas

Localización de la columna	Dirección de la luz	v_{ug}	ϵ_t (dentro de b_{slab})	γ_f máximo modificado
Columna de esquina	Ambas direcciones	$\leq 0.5\phi v_c$	≥ 0.004	1.0
Columna de borde	Perpendicular al borde	$\leq 0.75\phi v_c$	≥ 0.004	1.0
	Paralelo al borde	$\leq 0.4\phi v_c$	≥ 0.001	$\frac{1.25}{1 + \left(\frac{2}{3}\right) \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \leq 1.0$
Columna interior	Ambas direcciones	$\leq 0.4\phi v_c$	≥ 0.001	$\frac{1.25}{1 + \left(\frac{2}{3}\right) \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \leq 1.0$

R8.4.2.3 Momento mayorado resistido por la columna

R8.4.2.3.1 Esta sección es principalmente referente a los sistemas de losas sin vigas.

R8.4.2.3.3 Ensayos y la experiencia han indicado que a menos que se adopten medidas para resistir los esfuerzos torsionales y de cortante, todo el refuerzo que resista la parte del momento que se transfiere a la columna por flexión debe colocarse dentro de líneas localizadas a una distancia igual a una y media veces el espesor de la losa o ábaco, **1.5h**, a cada lado de la columna.

R8.4.2.3.4 Los ensayos indican que es posible cierta flexibilidad en la distribución del M_{sc} transferido por cortante y flexión, tanto en columnas exteriores como interiores. Las columnas interiores, exteriores y de esquina se refieren a conexiones losa-columna para las cuales el perímetro crítico de columnas rectangulares tiene cuatro, tres o dos lados, respectivamente.

En columnas exteriores, en el caso de M_{sc} alrededor de un eje paralelo al borde, la porción del momento transmitida por excentricidad de cortante $\gamma_v M_{sc}$ puede reducirse, siempre y cuando el cortante mayorado en la columna (excluyendo el cortante producido por la transferencia de momento) no exceda el 75 por ciento de la resistencia a cortante ϕv_c , como se define en 22.6.5.1, para columnas de borde o 50 por ciento para columnas de esquina. Los ensayos (Moehle 1988; ACI 352.1R) indican que no hay una interacción significativa entre el cortante y M_{sc} en las columnas exteriores en estos casos. Es evidente que a medida que $\gamma_v M_{sc}$ decrece, $\gamma_f M_{sc}$ aumenta.

La evaluación de ensayos de columnas interiores indica que es posible cierta flexibilidad en la distribución entre cortante y flexión de M_{sc} , pero con limitaciones más severas que en el caso de columnas exteriores. Para columnas interiores, se permite que M_{sc} transmitido por flexión se incremente hasta en un 25 por ciento, siempre y cuando el cortante mayorado (excluyendo el cortante producido por el momento transferido) en la columna interior no exceda 40 por ciento de la resistencia a cortante ϕv_c , como se define en 22.6.5.1.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

8

Cuando el cortante mayorado para una conexión losa-columna es grande, la unión losa-columna no siempre puede desarrollar todo el refuerzo proporcionado en el ancho efectivo. Las modificaciones para conexiones columna-losa interiores, especificadas en este requisito se permiten sólo cuando el refuerzo requerido para desarrollar $\gamma_f M_{sc}$ dentro del ancho efectivo tiene una deformación unitaria neta en tracción ϵ_t , no menor de 0.010. El uso de la ecuación (8.4.2.3.2), sin las modificaciones permitidas en este requisito es indicativo generalmente de condiciones de sobreesfuerzo en el nudo. Este requisito pretende mejorar el comportamiento dúctil del nudo losa-columna. Cuando se produce una inversión de momento en las caras opuestas de una columna interior, tanto el refuerzo superior como el inferior deben concentrarse dentro del ancho efectivo. Se ha observado que una relación entre el refuerzo superior y el inferior de aproximadamente 2 es la adecuada.

8.4.2.3.5 El refuerzo sobre la columna debe concentrarse utilizando un espaciamiento menor o por medio de refuerzo adicional para resistir el momento en el ancho efectivo de la losa definido en 8.4.2.3.2 y 8.4.2.3.3.

8.4.2.3.6 La fracción de M_{sc} que no se resiste por flexión debe suponerse que se transmite por excentricidad de cortante, de acuerdo con 8.4.4.2.

8.4.3 Cortante mayorado en una dirección

8.4.3.1 Para losas construidas integralmente con los apoyos, se permite que V_u en el apoyo se calcule en la cara del apoyo.

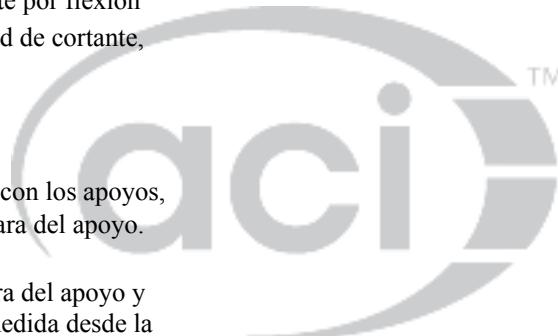
8.4.3.2 Las secciones localizadas entre la cara del apoyo y una sección crítica ubicadas a una distancia d medida desde la cara del apoyo para losas no preeforzadas y a una distancia $h/2$ medida desde la cara del apoyo en losas preeforzadas, pueden diseñarse para el V_u en la sección crítica siempre que se cumplan las condiciones (a) hasta (c).

- (a) La reacción en el apoyo en dirección del cortante aplicado introduce compresión en las zonas del extremo de la losa.
- (b) Las cargas son aplicadas en o cerca de la cara superior de la losa.
- (c) No hay carga concentrada alguna aplicada entre la cara del apoyo y la sección crítica.

8.4.4 Cortante mayorado en dos direcciones

8.4.4.1 Sección crítica

8.4.4.1.1 Las losas deben ser evaluadas para cortante en dos direcciones en la proximidad de columnas, de cargas concentradas y de zonas de reacción en las secciones críticas de acuerdo con 22.6.4.



R8.4.4 Cortante mayorado en dos direcciones — Los esfuerzos cortantes calculados en la losa alrededor de la columna deben cumplir con los requisitos de 22.6.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

8.4.4.1.2 Las losas reforzadas con estribos o pernos con cabeza para refuerzo de cortante se deben evaluar para cortante en dos direcciones en las secciones críticas de acuerdo con 22.6.4.2.

8.4.4.1.3 Las losas reforzadas con cabezas de cortante se deben evaluar para cortante de dos direcciones en las secciones críticas de acuerdo con 22.6.9.8.

8.4.4.2 *Esfuerzo cortante mayorado en dos direcciones debido al cortante y momento mayorados de la losa resistidos por la columna*

8.4.4.2.1 Para cortante en dos direcciones con momento mayorado de la losa resistido por la columna, el esfuerzo cortante mayorado v_u se debe calcular en las secciones críticas definidas en 8.4.4.1. El esfuerzo cortante mayorado v_u corresponde a una combinación de v_{ug} y del esfuerzo cortante producido por $\gamma_v M_{sc}$, donde γ_v se define en 8.4.4.2.2 y M_{sc} se define en 8.4.2.3.1.

8.4.4.2.2 La fracción de M_{sc} transferida por excentricidad de cortante, $\gamma_v M_{sc}$, debe aplicarse en el centroide de la sección crítica definida en 8.4.4.1, y:

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f \quad (8.4.4.2.2.)$$

R8.4.4.2 *Esfuerzo cortante mayorado en dos direcciones debido al cortante y momento mayorados de la losa resistidos por la columna*

R8.4.4.2.2 Hanson and Hanson (1968) encontraron que cuando el momento se transfiere entre la columna y la losa, el 60 por ciento del momento debe considerarse transmitido por flexión a través del perímetro de la sección crítica definida en 22.6.4.1, y el 40 por ciento por excentricidad del cortante respecto al centroide de la sección crítica. Para columnas rectangulares, la porción del momento transferido por flexión aumenta a medida que el ancho de la cara de la sección crítica que resiste el momento aumenta, como se indica en la ecuación (8.4.2.3.2).

La mayoría de los datos utilizados por Hanson and Hanson (1968) se obtuvieron de ensayos hechos con columnas cuadradas. Se dispone de poca información para columnas redondas. No obstante, éstas pueden ser aproximadas como columnas cuadradas como se indica en 8.10.1.3.

R8.4.4.2.3 La distribución de esfuerzos se supone tal como se ilustra en la figura R8.4.4.2.3 para una columna interior o exterior. El perímetro de la sección crítica, **ABCD**, se determina de acuerdo con 22.6.4.1. El esfuerzo cortante mayorado v_{ug} y el momento mayorado de la losa resistido por la columna M_{sc} se determinan en el eje centroidal **c-c** de la sección crítica. El esfuerzo cortante mayorado máximo puede calcularse a partir de:

$$v_{u,AB} = v_{ug} - \frac{\gamma_v M_{sc} c_{AB}}{J_c}$$

o

$$v_{u,CD} = v_{ug} - \frac{\gamma_v M_{sc} c_{CD}}{J_c}$$

donde γ_v está dado por la ecuación (8.4.4.2.2).

REGLAMENTO

COMENTARIO

Para una columna interior, J_c puede calcularse por medio de:

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 a J_c para columnas localizadas en el borde o la esquina de una losa.

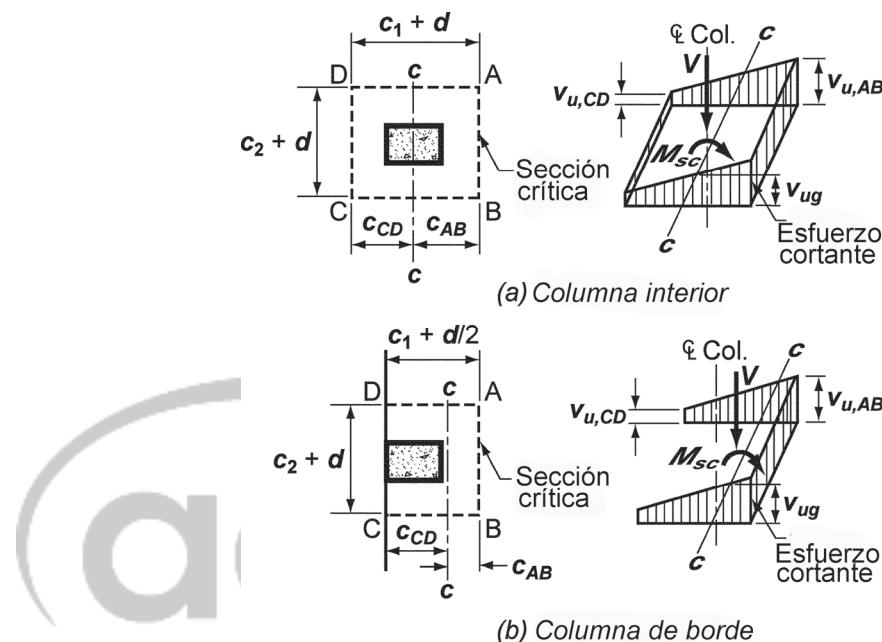


Fig. R8.4.4.2.3 — Distribución supuesta del esfuerzo cortante.

De acuerdo con 8.4.2.3, la fracción de M_{sc} no transferida por excentricidad de cortante debe transferirse por flexión. Un método conservador asigna la fracción transmitida por flexión al ancho efectivo de losa definido en 8.4.2.3.3. En muchas ocasiones se concentra el refuerzo de la franja de columna cerca a la columna, para resistir M_{sc} . Los datos disponibles de ensayos (Hanson and Hanson 1968) parecen indicar que esta práctica no aumenta la resistencia a cortante, pero puede ser útil para aumentar la rigidez del nudo losa-columna.

Datos de ensayos (Hawkins 1981) indican que la resistencia para transferencia de momento de una conexión losa-columna preesforzada puede calcularse utilizando los procedimientos de 8.4.2.3 y 8.4.4.2.

Donde se ha utilizado refuerzo de cortante, la sección crítica más allá del refuerzo de cortante en general tiene una forma poligonal (Fig. R8.7.6(d) y (e)). Ecuaciones para calcular el esfuerzo cortante en ese tipo de secciones se encuentran en ACI 421.1R.

REGLAMENTO**COMENTARIO****8.5 — Resistencia de diseño****8.5.1 Generalidades**

8.5.1.1 Para cada combinación de mayoración de carga aplicable, la resistencia de diseño debe cumplir $\phi S_n \geq U$, incluyendo (a) hasta (d). Debe tenerse en cuenta la interacción entre efectos de carga.

- (a) $\phi M_n \geq M_u$ en todas las secciones del vano en cada dirección.
- (b) $\phi M_n \geq \gamma_f M_{sc}$ dentro de b_{slab} como se define en 8.4.2.3.3.
- (c) $\phi V_n \geq V_u$ para cortante de una dirección en todas las secciones del vano en cada dirección.
- (d) $\phi v_n \geq v_u$ para cortante de dos direcciones en las secciones críticas definidas en 8.4.4.1.

8.5.1.2 El valor de ϕ debe estar de acuerdo con 21.2.

8.5.1.3 Cuando se utilizan cabezas de cortante, se debe cumplir con 22.6.9 y 8.5.1.1(a) en la cercanía de la columna. Más allá del brazo de la cabeza de cortante, se debe cumplir con 8.5.1.1(a) hasta (d).

8.5.2 Momento

8.5.2.1 M_n se debe calcular de acuerdo con 22.3.

8.5.2.2 Al calcular M_n en losas no preesforzadas con ábacos, el espesor del ábaco bajo la losa no debe ser mayor a un cuarto de la distancia medida desde el borde del ábaco a la cara de la columna o capitel.

8.5.2.3 Al calcular M_n en losas preesforzadas, los tendones externos deben considerarse como tendones no adheridos a menos que los tendones externos estén efectivamente adheridos a la losa en toda su longitud.

8.5.3 Cortante

8.5.3.1 La resistencia de diseño a cortante de losas en la cercanía de columnas, de cargas concentradas o zonas de reacción está regida por la más severa de las condiciones de 8.5.3.1.1 y 8.5.3.1.2.

8.5.3.1.1 Para cortante de una dirección, en donde cada una de las secciones críticas que deben investigarse se extienden en un plano a través del ancho total, V_n debe calcularse de acuerdo con 22.5.

8.5.3.1.2 Para cortante en dos direcciones, v_n debe calcularse de acuerdo con 22.6.

8.5.3.2 Para losas compuestas de concreto, la resistencia a cortante horizontal, V_{nh} debe calcularse de acuerdo con 16.4.

R8.5 — Resistencia de diseño**R8.5.1 Generalidades**

R8.5.1.1 Véase R9.5.1.1.

REGLAMENTO**COMENTARIO****8.5.4 Aberturas en los sistemas de losas**

8.5.4.1 Se permite dejar aberturas de cualquier tamaño en los sistemas de losas si se demuestra por medio de análisis que se cumplen todos los requisitos de resistencia y condiciones de funcionamiento, incluyendo los límites especificados para las deflexiones.

8.5.4.2 Como alternativa a 8.5.4.1, en los sistemas de losas sin vigas se permite dejar aberturas de acuerdo con (a) hasta (d).

(a) Se permite dejar aberturas de cualquier tamaño en la zona común a dos franjas centrales que se intersecten, siempre que se mantenga como mínimo la cantidad total de refuerzo requerido para la losa sin aberturas.

(b) Donde dos franjas de columna se intersecten esta área no debe perforarse con aberturas de más de un octavo del ancho de la franja de columna de cualquiera de los dos vanos. En los lados de la abertura, debe añadirse una cantidad de refuerzo equivalente al interrumpido por la abertura.

(c) En la zona común a una franja de columna y una franja central no más de un cuarto del refuerzo en cada franja puede interrumpirse por aberturas. Una cantidad de refuerzo equivalente al interrumpido por la abertura debe añadirse en los lados de ésta.

(d) Cuando las aberturas están situadas dentro de las franjas de columna o a una distancia menor a $10h$ de una carga concentrada o zona de reacción, se debe cumplir con 22.6.4.3 en losas sin cabezas de cortante o con 22.6.9.9 en losas con cabezas de cortante.

8.6 — Límites del refuerzo**8.6.1 Refuerzo mínimo a flexión en losas no preeforzadas**

8.6.1.1 Se debe colocar un área mínima de refuerzo a flexión, $A_{s,min}$ cerca de la cara en tracción en la dirección de la luz bajo consideración de acuerdo con la Tabla 8.6.1.1.

Tabla 8.6.1.1 — $A_{s,min}$ para losas de dos direcciones no preeforzadas

Tipo de refuerzo	f_y , lb./pulg. ²	$A_{s,min}$, pulg. ²	
Refuerzo corrugado	< 60,000	$0.0020A_g$	
Barras corrugadas o refuerzo de alambre electrosoldado	$\geq 60,000$	Mayor de:	$\frac{0.0018 \times 60,000}{f_y} A_g$ $0.0014A_g$

R8.6 — Límites del refuerzo**R8.6.1 Refuerzo mínimo a flexión en losas no preeforzadas**

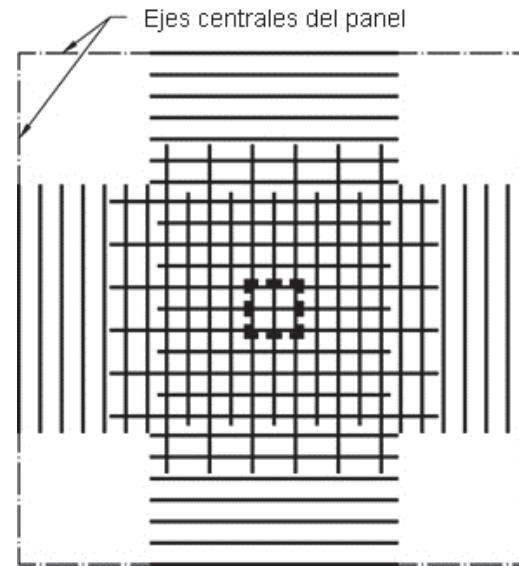
R8.6.1.1 El área requerida de refuerzo corrugado o de alambre electrosoldado usada como refuerzo mínimo a flexión es la misma para retracción y temperatura de 24.4.3.2. Aun cuando se permite distribuir el refuerzo de retracción y temperatura entre las dos caras de la losa según se considere adecuado para las condiciones específicas, el refuerzo mínimo a flexión debe colocarse lo más cerca posible de la cara de concreto en tracción debida a las cargas aplicadas.

La Fig. R8.6.1.1 ilustra la disposición del refuerzo mínimo requerido cerca de la cara superior de una losa en dos direcciones sometida a carga gravitacional uniformemente distribuida. Los puntos de suspensión de las barras están basados en los requisitos mostrados en la Fig. 8.7.4.1.3(a).

Para mejorar el control de fisuración y para intersectar las fisuras de cortante por punzonamiento con refuerzo a tracción, el profesional facultado para diseñar debe considerar especificar refuerzo continuo en cada dirección cerca a ambas caras en losas gruesas en dos direcciones tales como lasas de transferencia, lasas de podios y lasas de fundaciones. Véase también R8.7.4.1.3.

REGLAMENTO

COMENTARIO



8

Fig. R8.6.1.1 — Disposición del refuerzo mínimo cerca de la superficie superior de una losa en dos direcciones

8.6.2 Refuerzo mínimo a flexión en lasas preeforzadas

8.6.2.1 Para lasas preeforzadas, la fuerza de preefuerzo efectiva $A_{ps}f_{se}$ debe proveer un esfuerzo de compresión promedio mínimo de 125 lb./pulg.² sobre la sección de losa aferente al tendón o grupo de tendones. Para lasas con sección transversal variable a lo largo del vano de la losa ya sea en la dirección paralela o en la perpendicular al tendón o grupo de tendones, se requiere un preefuerzo promedio mínimo efectivo de 125 lb./pulg.² en cada sección transversal de losa aferente al tendón o grupo de tendones a lo largo del vano.

8.6.2 Refuerzo mínimo a flexión en lasas preeforzadas

R8.6.2.1 El preefuerzo promedio mínimo efectivo de 125 lb./pulg.² fue utilizado en ensayos sobre paneles en dos direcciones a comienzos de la década de 1970 para prevenir fallas a cortante por punzonamiento en lasas poco reforzadas. Por esta razón, el preefuerzo mínimo efectivo se requiere en toda sección transversal.

Si el espesor de la losa varía a lo largo del vano de una losa o perpendicularmente a él, produciendo una sección transversal variable, se requiere cumplir con el preefuerzo mínimo efectivo de 125 lb./pulg.² y el espaciamiento máximo de los tendones en toda sección transversal aferente al tendón o grupo de tendones a lo largo del vano, considerando las secciones más gruesas o más delgadas de la losa. Debe tenerse en cuenta que esto puede llevar a un f_{pe} mayor que el mínimo en las secciones transversales más delgadas o cuando se usan tendones con separaciones menores que el máximo en secciones más gruesas a lo largo de un vano con sección variable, debido a los aspectos prácticos de la colocación de los tendones en obra.

8.6.2.2 Para lasas con refuerzo preeforzado adherido, la cantidad total de A_s y A_{ps} debe ser la adecuada para desarrollar una carga mayorada de al menos 1.2 veces la carga de fisuración, calculada con base en f_r definido en 19.2.3.

R8.6.2.2 Este requisito constituye una precaución frente a fallas abruptas a flexión inmediatamente después de la fisuración. Un miembro a flexión, diseñado de acuerdo con los requisitos del Reglamento, requiere una carga adicional considerable más allá de la de fisuración para alcanzar su resistencia a flexión. Por esta razón, una deflexión considerable advierte que el elemento se está aproximando a su límite de resistencia. Si la resistencia a la flexión se alcanzara poco después de la fisuración, esta deflexión de advertencia podría no ocurrir. La transferencia de fuerza entre el concreto y el acero de preefuerzo, y una falla abrupta a flexión inmediatamente después de la fisuración, no ocurren cuando el acero de preefuerzo no está adherido (ACI 423.3R); por lo tanto, este requisito no aplica a miembros con tendones no adheridos.

8.6.2.2.1 En lasas con resistencia de diseño a flexión y cortante de al menos el doble de la resistencia requerida se permite omitir el cumplimiento de 8.6.2.2.

REGLAMENTO

8.6.2.3 En lasas preeforzadas, se debe colocar un área mínima de refuerzo longitudinal corrugado adherido, $A_{s,min}$ en la zona de tracción precomprimida en la dirección de la luz bajo consideración de acuerdo con la Tabla 8.6.2.3.

Tabla 8.6.2.3 — Área mínima de refuerzo longitudinal corrugado adherido, $A_{s,min}$, en lasas en dos direcciones con tendones adheridos y no adheridos

Zona	f_t calculado después de considerar todas las pérdidas, lb./pulg. ²	$A_{s,min}$, pulg ²	
Momento positivo	$f_t \leq 2\sqrt{f'_c}$	No se requiere	(a)
	$2\sqrt{f'_c} < f_t \leq 6\sqrt{f'_c}$	$\frac{N_c}{0.5f_y}$	(b) ^{[1], [2], [4]}
Momento negativo en la columna	$f_t \leq 6\sqrt{f'_c}$	$0.00075A_{cf}$	(c) ^{[3], [4]}

^[1] El valor de f_y no debe exceder 60,000 lb./pulg.².

^[2] N_c es la fuerza de tracción resultante que actúa sobre la porción de la sección transversal de concreto que se encuentra sometida a los esfuerzos de tracción debido a los efectos combinados de las cargas de servicio y el preefuerzo efectivo.

^[3] A_{cf} es la mayor área de la sección transversal bruta de las franjas vigas en los dos pórticos equivalentes ortogonales que se intersectan en una columna en una losa en dos direcciones.

^[4] Para lasas con tendones adheridos, se puede reducir $A_{s,min}$ en una cantidad igual al área de refuerzo preeforzado adherido localizado dentro del área utilizada para calcular N_c para momento positivo, o dentro del ancho de losa definido en 8.7.5.3(a) para momento negativo.

COMENTARIO

R8.6.2.3 El Reglamento requiere que se coloque algún refuerzo adherido en lasas preeforzadas con el fin de limitar el ancho y separación de las fisuras para cargas de servicio cuando los esfuerzos de tracción exceden el módulo de ruptura y, para lasas con tendones no adheridos, para garantizar un comportamiento a flexión para resistencia nominal y no un comportamiento como arco atirantado. La colocación de un refuerzo mínimo adherido, tal como se especifica en este requisito, ayuda a garantizar un comportamiento adecuado.

La cantidad mínima de refuerzo adherido para lasas planas en dos direcciones está basada en los informes del Joint ACI-ASCE Committee 423 (1958) y ACI 423.3R. Las investigaciones limitadas disponible para lasas planas en dos direcciones con ábacos (Odello and Mehta 1967) indican que el comportamiento de estos sistemas en particular es semejante al comportamiento de placas planas.

Para cargas y luces usuales, los ensayos de placas planas resumidos en Joint ACI-ASCE Committee 423 (1958) y la experiencia acumulada desde que se adoptó el Reglamento de 1963, indican un comportamiento satisfactorio sin refuerzo adherido, en zonas de momento positivo donde $f_t \leq 2\sqrt{f'_c}$.

En zonas de momento positivo, donde $2\sqrt{f'_c} \leq f_t \leq 6\sqrt{f'_c}$, se requiere un área mínima de refuerzo adherido capaz de resistir N_c de acuerdo con la ecuación (8.6.2.3(b)). La fuerza de tracción N_c se calcula al nivel de cargas de servicio con base en una sección homogénea no fisurada.

Las investigaciones sobre lasas planas en dos direcciones, postensadas con tendones no adheridos (Joint ACI-ASCE Committee 423 1958, 1974; ACI 423.3R; Odello and Mehta 1967) muestran que el refuerzo adherido en las regiones de momento negativo, diseñado con base en una cuantía de 0.075 por ciento calculada sobre la sección transversal de la franja losa-viga, proporciona suficiente ductilidad y reduce la separación y ancho de fisuras. La misma área de refuerzo adherido se requiere en lasas tanto con tendones adheridos como no adheridos. El área mínima de refuerzo adherido requerida por la ecuación (8.6.2.3(c)) corresponde a un área mínima independiente del grado del acero o de la resistencia a la fluencia de diseño. Para tener en cuenta vanos aferentes adyacentes diferentes, la ecuación se incluye con base en un pórtico equivalente como se define en 8.11.2 y se muestra en la Fig. R8.11.2. Para paneles de losa rectangulares, esta ecuación es conservadora por estar basada en la mayor sección transversal de la franja losa-viga perteneciente a uno de los dos pórticos equivalentes que se intersectan en la columna. Esto asegura que la cuantía mínima de acero recomendada por las investigaciones se coloque en las dos direcciones. Es importante la concentración de este refuerzo 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 al nivel de cargas de servicio, se logra también, un comportamiento satisfactorio al nivel de cargas mayoradas sin refuerzo adherido. Sin embargo, el Reglamento requiere una cantidad mínima de refuerzo adherido independientemente de los niveles de esfuerzo para

REGLAMENTO**COMENTARIO**

las cargas de servicio con el fin de ayudar a mejorar la continuidad y ductilidad en flexión, y para limitar el ancho de las fisuras y su separación debido a sobrecargas, variación de temperatura o retracción. Investigaciones sobre conexiones entre placas planas postensadas y columnas se presentan en Smith and Burns (1974), Burns and Hemakom (1977), Hawkins (1981), PTI TAB.1, and Foutch et al. (1990).

Las investigaciones han demostrado que los miembros postensados con tendones no adheridos no proporcionan de manera inherente gran capacidad para disipar energía bajo cargas sísmicas severas, debido a que la respuesta del elemento es primordialmente elástica. Por esta razón, debe suponerse que los miembros estructurales postensados con tendones no adheridos, reforzados de acuerdo con los requisitos de esta sección, únicamente resisten cargas verticales y actúan como diafragmas horizontales entre elementos con capacidad de disipación de energía ante fuerzas sísmicas de la magnitud definida en 18.2.1.

8.7 — Detallado del refuerzo**8.7.1 Generalidades**

8.7.1.1 El recubrimiento de concreto para el refuerzo debe cumplir con 20.6.1.

8.7.1.2 Las longitudes de desarrollo del refuerzo corrugado y preesforzado deben cumplir con 25.4.

8.7.1.3 Las longitudes de empalme del refuerzo corrugado deben cumplir 25.5.

8.7.1.4 Los paquetes de barras se deben detallar de acuerdo con 25.6.

8.7.2 Espaciamiento del refuerzo para flexión

8.7.2.1 El espaciamiento mínimo s debe cumplir con 25.2.

8.7.2.2 Para losas macizas no preesforzadas, el espaciamiento máximo s del refuerzo longitudinal corrugado debe ser el menor de entre **$2h$** y 18 pulg. en las secciones críticas, y el menor entre **$3h$** y 18 pulg. en las otras secciones.

8.7.2.3 Para lasos preesforzadas con cargas uniformemente distribuidas, el espaciamiento máximo s de los tendones o grupos de tendones en al menos una dirección debe ser el menor de entre **$8h$** y 5 pies.

8.7.2.4 Se deben considerar las cargas concentradas y las aberturas en la losas al determinar el espaciamiento de los tendones.

R8.7 — Detallado del refuerzo**R8.7.2 Espaciamiento del refuerzo para flexión**

R8.7.2.2 El requisito de que el espaciamiento medido centro a centro del refuerzo no sea mayor que dos veces el espesor de la losa se aplica únicamente al refuerzo de losas macizas, y no a viguetas o losas nervadas o reticulares. Esta limitación pretende asegurar la acción de losa, reducir la fisuración y tener en cuenta la posible existencia de cargas concentradas en áreas pequeñas de la losa. Véase también R24.3.

R8.7.2.3 Esta sección proporciona guías específicas respecto a la distribución de tendones, la cual permite el empleo de una distribución en banda de los tendones en una dirección. Mediante investigaciones estructurales (Burns and Hemakom 1977) se ha demostrado que este método de distribución de tendones tiene comportamiento satisfactorio.

REGLAMENTO

8.7.3 Restricciones en las esquinas de las losas

8.7.3.1 En las esquinas exteriores de las losas apoyadas sobre muros en el borde o donde una o más vigas de borde tengan un valor de α_f mayor de 1.0, debe colocarse refuerzo, tanto en la parte inferior como en la superior de la losa para resistir un M_u por unidad de ancho igual al momento positivo máximo M_u por unidad de ancho del panel de la losa.

8.7.3.1.1 Debe suponerse que el momento mayorado debido a los efectos de esquina, M_u , actúa alrededor de un eje perpendicular a la diagonal que parte de la esquina en la parte superior, y alrededor de un eje paralelo a la diagonal que parte de la esquina en la parte inferior de la losa.

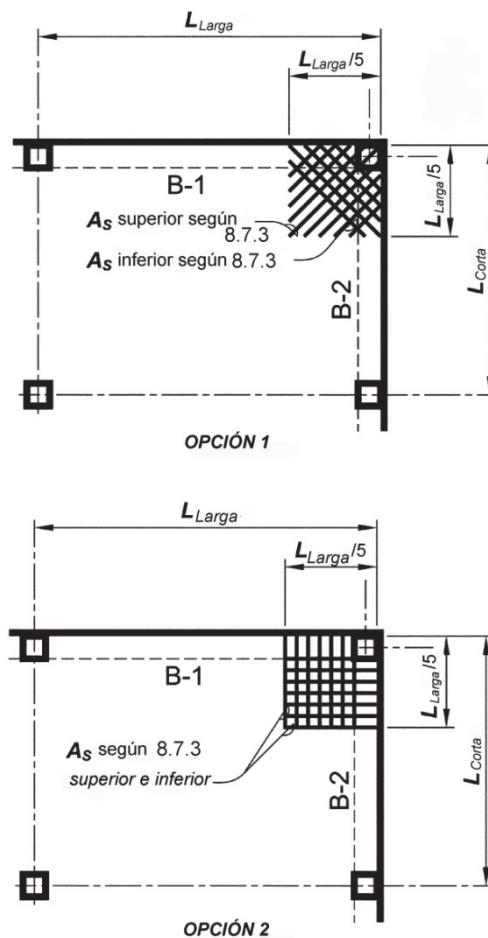
8.7.3.1.2 El refuerzo debe colocarse a partir de la esquina por una distancia en cada dirección igual a un quinto de la longitud de la luz más grande.

8.7.3.1.3 El refuerzo debe colocarse paralelamente a la diagonal en la parte superior de la losa, y perpendicularmente a la diagonal en la parte inferior de la losa. Alternativamente, el refuerzo debe colocarse en dos capas paralelas a los bordes de la losa tanto en la parte superior como en la parte inferior de la losa.

COMENTARIO

R8.7.3 Restricciones en las esquinas de las losas

R8.7.3.1 Las esquinas no restringidas de losas de dos direcciones tienden a levantarse al ser cargadas. Si esta tendencia a levantarse es restringida por muros o vigas de borde, se producen momentos de flexión en la losa. Esta sección requiere la colocación de un refuerzo para resistir estos momentos y controlar la fisuración. Para satisfacer estos requisitos, se puede usar el refuerzo a flexión de las direcciones principales. Véase Fig. R8.7.3.1.



Notas:

1. Aplica donde B-1 o B-2 tienen $\alpha_f > 1.0$.

2. Máximo espaciamiento barras $2h$, donde h = espesor losa

Fig. R8.7.3.1 — Refuerzo de esquina en la losa

8.7.4 Refuerzo para flexión en losas no preeforzadas

8.7.4.1 Terminación del refuerzo

8.7.4.1.1 Donde la losa esté apoyada sobre vigas dintel, columnas o muros perimetrales, el anclaje del refuerzo perpendicular al borde discontinuo debe cumplir con (a) y (b).

(a) El refuerzo para momento positivo debe prolongarse hasta el borde de la losa y tener una longitud embebida recta o en gancho, de por lo menos 6 pulg. en las vigas dintel,

R8.7.4 Refuerzo para flexión en losas no preeforzadas

R8.7.4.1 Terminación del refuerzo

R8.7.4.1.1 y R8.7.4.1.2 Los momentos de flexión de las losas en la unión con las vigas dintel pueden variar significativamente. Si las vigas dintel se construyen monolíticamente con muros, la losa está prácticamente empotrada. Si no existe un muro construido monolíticamente, la losa se asemeja a estar simplemente apoyada, dependiendo de la rigidez a torsión de la viga dintel o del borde de la losa.

REGLAMENTO

columnas o muros perimetrales.

(b) El refuerzo para momento negativo debe doblarse, formar ganchos o anclarse en las vigas dintel, muros perimetrales o columnas, para que desarrolle su capacidad a tracción en la cara del apoyo.

8.7.4.1.2 Cuando la losa no esté apoyada en una viga dintel o muro en un borde discontinuo, o cuando la losa se prolongue en voladizo más allá del apoyo, se permite el anclaje del refuerzo dentro de la losa.

8.7.4.1.3 Para losas sin vigas, las extensiones del refuerzo deben cumplir con (a) hasta (c).

(a) Las longitudes del refuerzo deben tener las extensiones mínimas prescritas en la Fig. 8.7.4.1.3(a), y si la losa actúa como miembro principal para resistir las fuerzas laterales, las longitudes del refuerzo deben ser al menos aquellas requeridas por el análisis.

(b) Cuando las luces adyacentes no sean iguales, la prolongación del refuerzo para momento negativo más allá de la cara de apoyo, como se prescribe en la Fig. 8.7.4.1.3(a), debe basarse en la luz mayor.

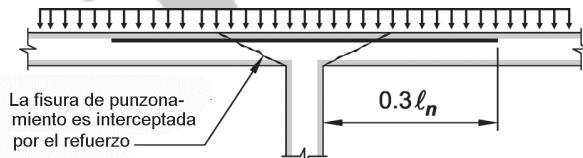
(c) Se permiten barras dobladas únicamente cuando la relación entre la altura y la luz permite el uso de dobleces de 45 grados o menos.

COMENTARIO

Estos requisitos prevén condiciones desconocidas que pueden ocurrir normalmente en una estructura.

8

R.8.7.4.1.3 Las longitudes y extensiones mínimas de barras de la Fig. 8.7.4.1.3(a) se desarrollaron para losas de dimensiones normales que resisten cargas gravitacionales. Estas longitudes y extensiones mínimas pueden ser insuficientes para losas en dos direcciones gruesas como pueden ser las losas de transferencia, losas de podios, y losas de fundaciones. Tal como se ilustra en la Fig. R8.7.4.1.3(b), las fisuras de cortante por punzonamiento que pueden desarrollarse con ángulos tan bajos como aproximadamente 20 grados, pueden no ser interceptadas por el refuerzo a tracción, reduciendo substancialmente la resistencia a cortante por punzonamiento. En losas con relaciones ℓ_n/h menores de aproximadamente 15, debe considerarse la colocación de refuerzo continuo o el aumento de las longitudes mínimas dadas en la Fig. 8.7.4.1.3(a). También, para los momentos resultantes de la combinación de cargas laterales y gravitacionales, las longitudes y extensiones mínimas para las barras de la Fig. 8.7.4.1.3(a) pueden resultar insuficientes.



(a) Losa de proporciones normales

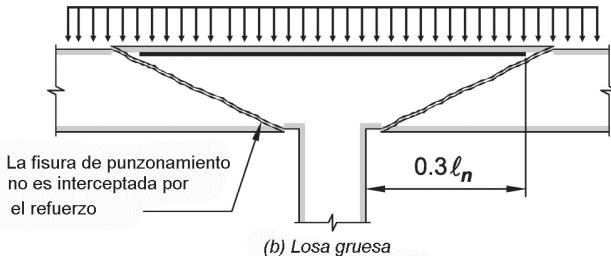


Fig. R8.7.4.1.3(b) — Fisuras de cortante por punzonamiento en losas con extensiones del refuerzo consistentes con la Fig. 8.7.4.1(a)

Rara vez se usan las barras dobladas porque son difíciles de colocar apropiadamente. Se permiten, sin embargo, barras dobladas si cumplen con 8.7.4.1.3(c). Guías adicionales sobre el uso de sistemas de barras dobladas se pueden encontrar en 13.4.8 del Reglamento de 1983.

REGLAMENTO

COMENTARIO

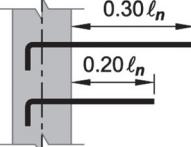
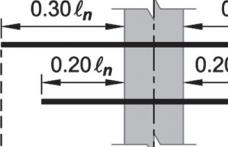
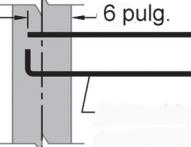
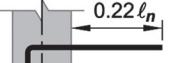
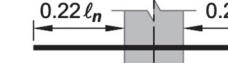
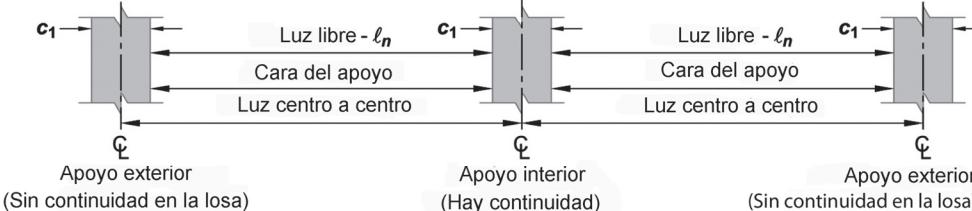
FRANJA	LOCALIZACIÓN	A_s MÍNIMO EN LA SECCIÓN	SIN ÁBACOS	CON ÁBACOS
FRANJA DE COLUMNAS	ARRIBA	50% RESTANTE		
	ABAJO	100%		
FRANJA CENTRAL	ARRIBA	100%		
	ABAJO	50% RESTANTE		
				

Fig. 8.7.4.1.3(a) — Extensiones mínimas del refuerzo corrugado en losas en dos direcciones sin vigas

8.7.4.2 Integridad estructural

8.7.4.2.1 Todas las barras corrugadas o alambres corrugados inferiores dentro de la franja de columna, en cada dirección, deben ser continuos o estar empalmados con empalmes mecánicos completos, soldados completos, o con empalmes a tracción por traslapo Clase B. Los empalmes deben ubicarse como lo muestra la Fig. 8.7.4.1.3(a).

8.7.4.2.2 Al menos dos barras o alambres inferiores de la franja de columna, en cada dirección, deben pasar a través de la región circunscrita por el refuerzo longitudinal de la columna y deben anclarse en los apoyos exteriores.

8.7.4.2.3 En losas con cabezas de cortante donde no sea práctico pasar las barras inferiores a través de la columna como lo indica 8.7.4.2.2, al menos dos barras o alambres, en cada dirección, deben pasar a través de las cabezas de cortante tan cerca de la columna como sea posible y deben ser continuos o empalmarse con empalmes mecánicos completos, o soldados completos, o con empalmes por traslapo a tracción Clase B. En columnas exteriores, las barras o alambres deben anclarse en las cabezas de cortante.

R8.7.4.2 Integridad estructural

R8.7.4.2.1 y R8.7.4.2.2 El refuerzo inferior continuo de la franja de columna, proporciona a la losa cierta capacidad residual de quedar suspendida de los apoyos adyacentes si un apoyo se daña. Las dos barras o alambres inferiores continuos de la franja de columna pueden denominarse “refuerzo de integridad”, y se colocan para dar a la losa alguna capacidad residual después de una falla local de cortante por punzonamiento de un apoyo (Mitchell and Cook 1984). El Comité Conjunto ACI-ASCE 352 (ACI 352.1R) desarrolló pautas adicionales de diseño del refuerzo de integridad para conexiones losa-columna. En 8.7.5.6 se presentan requisitos análogos para las losas con tendones no adheridos.

R8.7.4.2.3 Este requisito requiere el mismo refuerzo de integridad que para otras losas en dos direcciones sin vigas, para el caso de una falla de cortante por punzonamiento en el apoyo.

En algunos casos, existe suficiente espacio libre de manera que las barras inferiores adheridas pueden pasar debajo de las cabezas de cortante y a través de la columna. Cuando el espacio libre bajo las cabezas de cortante es inadecuado, las barras inferiores deben pasar a través de

REGLAMENTO

COMENTARIO

8.7.5 Refuerzo a flexión en losas preeforzadas

8.7.5.1 Los tendones externos deben conectarse a la losa de manera tal que se mantenga la excentricidad especificada entre los tendones y el centroide del concreto para todo el rango de deflexiones previstas del elemento.

8.7.5.2 Cuando se requiera refuerzo longitudinal corrugado para cumplir los requisitos de resistencia a flexión o las condiciones de esfuerzo de tracción, de acuerdo con la ecuación (8.6.2.3(b)), se deben cumplir los requisitos de detallado de 7.7.3.

8.7.5.3 El refuerzo longitudinal corrugado adherido requerido por la ecuación (8.6.2.3(c)) debe colocarse en la parte superior de la losa y debe cumplir con (a), (b) y (c):

- (a) El refuerzo debe distribuirse entre líneas que están **1.5h** afuera de las caras opuestas de la columna de apoyo.
- (b) Deben colocarse por lo menos cuatro barras corrugadas o alambres corrugados en cada dirección.
- (c) El espaciamiento máximo **s** entre las barras corrugadas o alambres corrugados no debe exceder 12 pulg.

8.7.5.4 Terminación del refuerzo preeforzado

8.7.5.4.1 Las zonas de anclajes de postensado deben diseñarse y detallarse de acuerdo con 25.9.

8.7.5.4.2 Los anclajes y conectores de postensado deben diseñarse y detallarse de acuerdo con 25.8.

8.7.5.5 Terminación del refuerzo corrugados en losas con tendones no adheridos

8.7.5.5.1 La longitud del refuerzo corrugado requerido en 8.6.2.3 debe ser la indicada en (a) y (b).

- (a) En zonas de momento positivo, la longitud del refuerzo debe ser al menos $\ell_n/3$ y estar centrada en aquellas zonas.
- (b) En zonas de momento negativo, el refuerzo debe prolongarse al menos $\ell_n/6$ a cada lado de la cara de apoyo.

8.7.5.6 Integridad estructural

8.7.5.6.1 Excepto lo permitido en 8.7.5.6.3, se deben colocar, como mínimo, 2 tendones de torón de 1/2 pulg. de diámetro o más sobre las columnas, en cada dirección de acuerdo con (a) o (b).

perforaciones en los brazos de los cabezas de cortante o en el perímetro de los collares de izado. Las cabezas de cortante deben mantenerse lo más abajo posible en la losa para aumentar su efectividad.

R8.7.5 Refuerzo a flexión en losas preeforzadas

R8.7.5.2 El refuerzo adherido debe estar adecuadamente anclado para que desarrolle las cargas mayoradas. Los requisitos de 7.7.3 llevan a que el refuerzo adherido que se requiere para resistencia a flexión bajo cargas mayoradas de acuerdo con 22.3.2, o para condiciones de esfuerzo de tracción a nivel de cargas de servicio, de acuerdo con la ecuación (8.6.2.3(b)), esté anclado de manera adecuada con el fin de desarrollar las fuerzas de tracción o de compresión.



R8.7.5.5 Terminación del refuerzo corrugados en losas con tendones no adheridos

R8.7.5.5.1 Las longitudes mínimas aplican para el refuerzo corrugado requerido por 8.6.2.3, pero no aplican para resistencia a flexión de acuerdo con 22.3.2. Investigación (Odello and Mehta 1967) sobre luces continuas muestra que estas longitudes mínimas conducen a un comportamiento adecuado bajo cargas de servicio y condiciones de carga mayorada.

R8.7.5.6 Integridad estructural

R8.7.5.6.1 Los tendones de preefuerzo que pasan a través del nudo losa-columna en cualquier ubicación dentro del espesor de la losa permiten que la losa se cuelgue después de la falla de cortante por punzonamiento, siempre que los

REGLAMENTO

- (a) Los tendones deben pasar a través de la región circunscrita por el refuerzo longitudinal de la columna.
- (b) Los tendones deben anclarse dentro de la región circunscrita por el refuerzo longitudinal de la columna y el anclaje debe colocarse más allá del centroide de la columna y lejos del vano anclado.

8.7.5.6.2 Por fuera de la columna o las caras exteriores de descolgados para cortante, los dos tendones de integridad estructural requeridos por 8.7.5.6.1 deben pasar bajo cualquier tendón ortogonal en vanos adyacentes.

8.7.5.6.3 Se permiten losas con tendones que no cumplan con 8.7.5.6.1 siempre que se coloque el refuerzo corrugado inferior adherido en cada dirección, de acuerdo con 8.7.5.6.3.1 hasta 8.7.5.6.3.3.

8.7.5.6.3.1 El refuerzo corrugado mínimo en la parte inferior de la losa, A_s , en cada dirección, debe ser el mayor de entre (a) y (b):

$$(a) A_s = \frac{4.5\sqrt{f'_c}b_w d}{f_y} \quad (8.7.5.6.3.1a)$$

$$(b) A_s = \frac{300b_w d}{f_y} \quad (8.7.5.6.3.1b)$$

donde b_w es el ancho de la cara de la columna a través de la cual pasa el refuerzo.

8.7.5.6.3.2 El refuerzo corrugado inferior, calculado en 8.7.5.6.3.1 debe pasar dentro de la zona circunscrita por el refuerzo longitudinal de la columna y debe anclarse en los apoyos exteriores.

8.7.5.6.3.3 El refuerzo corrugado inferior debe anclarse para desarrollar f_y más allá de la columna o descolgado para cortante.

8.7.6 Refuerzo de cortante – Estriplos

COMENTARIO

tendones sean continuos o se encuentren anclados dentro de la región circunscrita por el refuerzo longitudinal de la columna y se haya evitado que produzcan un estallido de la superficie superior de la losa (ACI 352.1R).

R8.7.5.6.2 Dentro de la columna o las caras del descolgado para cortante, los tendones de integridad estructural deben pasar debajo de los tendones ortogonales de los vanos adyacentes de manera que los movimientos verticales de los tendones de integridad sean restringidos por los tendones ortogonales. Cuando los tendones se encuentran distribuidos en una dirección y distribuidos en banda en la dirección ortogonal, se puede cumplir este requisito colocando primero los tendones de integridad para la dirección distribuida de los tendones y luego colocando los tendones distribuidos en banda. Donde los tendones se distribuyen en ambas direcciones, es necesario entrelazar los tendones y puede ser más fácil usar los criterios de 8.7.5.6.3.

R8.7.5.6.3 En algunas losas preeforzadas, las restricciones al tendido de tendones hace difícil colocar los tendones de integridad estructural requeridos en 8.7.5.6.1. En estas situaciones, los tendones de integridad estructural pueden ser remplazados por barras corrugadas en la parte inferior (ACI 352.1R).



R8.7.6 Refuerzo de cortante – Estriplos — Las investigaciones (Hawkins 1974; Broms 1990; Yamada et al. 1991; Hawkins et al. 1975; ACI 421.1R) han demostrado que el refuerzo para cortante consistente en barras o alambres anclados apropiadamente o estribos de una o varias ramas, o estribos cerrados, puede aumentar la resistencia a cortante por

REGLAMENTO

COMENTARIO

punzonamiento de las losas. Los límites de espaciamientos dados en 8.7.6.3 corresponden a los detalles de refuerzos para cortante en losas, los cuales han demostrado su efectividad. La sección 25.7.1 presenta los requisitos para el anclaje del refuerzo para cortante tipo estribo los cuales también deben ser aplicados a las barras o alambres usados como refuerzo para cortante en losas. Es esencial que este refuerzo para cortante esté amarrado al refuerzo longitudinal tanto en la parte superior como inferior de la losa, como se aprecia en los detalles típicos de las figuras R8.7.6(a) a (c). De acuerdo con los requisitos de 25.7.1, el anclaje de estribos puede ser difícil en losas de altura menor a 10 pulg. Se ha usado exitosamente refuerzo para cortante consistente en barras verticales mecánicamente ancladas en cada extremo por medio de una platina o cabezal capaz de desarrollar la resistencia a la fluencia de las barras (ACI 421.1R).

En una conexión losa-columna en la cual la transferencia de momento sea despreciable, el refuerzo para cortante debe ser simétrico alrededor del centroide de la sección crítica (Fig. R8.7.6(d)). Los límites de espaciamiento definidos en 8.7.6.3 también se pueden ver en las figuras R8.7.6(d) y (e).

En columnas de borde, o en el caso de conexiones interiores donde la transferencia de momento es significativa, se recomiendan estribos cerrados con un patrón lo más simétrico posible. Aunque los esfuerzos cortantes promedio en las caras *AD* y *BC* de la columna exterior en la Fig. R8.7.6(e) son menores que en la cara *AB*, los estribos cerrados que se extienden desde las caras *AD* y *BC* proporcionan una cierta resistencia torsional a lo largo del borde de la losa.

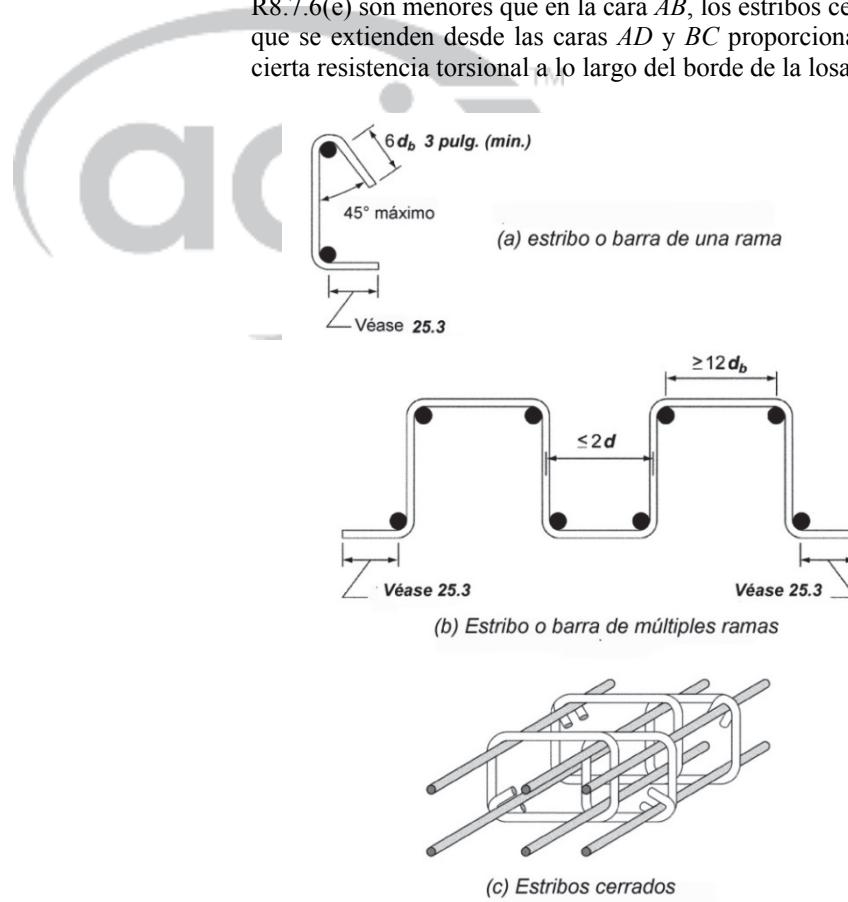


Fig. R8.7.6(a)-(c) — Estribos de una o varias ramas para refuerzo de cortante en losas

REGLAMENTO

COMENTARIO

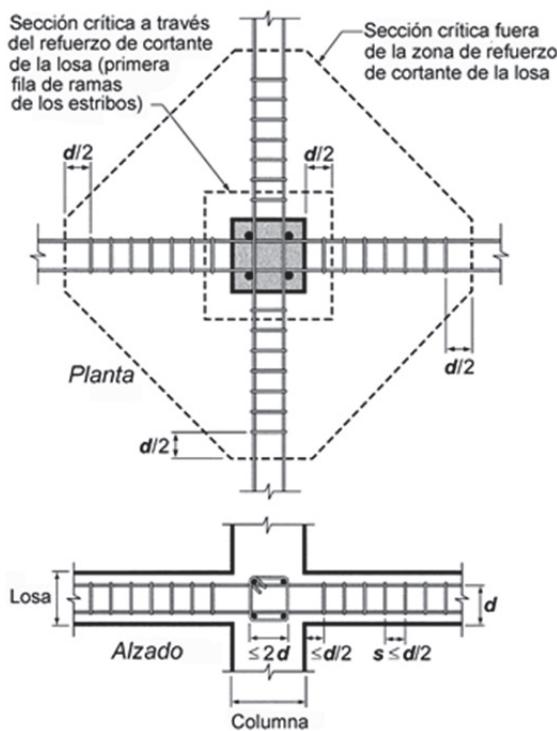


Fig. R8.7.6(d) — Disposición de estribos de cortante, columna interior

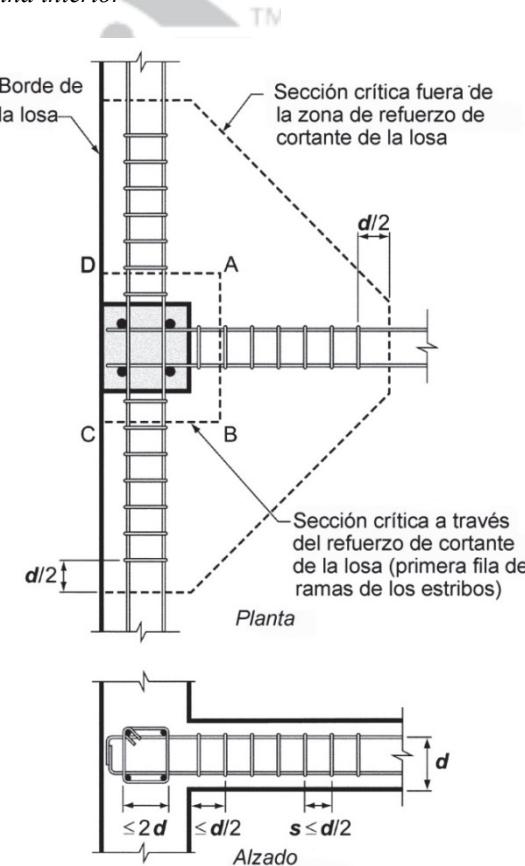


Fig. R8.7.6(e) — Disposición de estribos de cortante, borde de columna.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

8.7.6.3 Cuando se utilicen estribos, su ubicación y espaciamiento deben cumplir con la Tabla 8.7.6.3.

Tabla 8.7.6.3 — Ubicación del primer estribo y límites del espaciamiento

Dirección de la medición	Descripción de la medición	Distancia o espaciamiento máximo, pulg.
Perpendicular a la cara de la columna	Distancia desde la cara de la columna al primer estribo	$d/2$
	Espaciamiento entre estribos	$d/2$
Paralelo a la cara de la columna	Espaciamiento entre las ramas verticales de los estribos	$2d$

8.7.7 Refuerzo de cortante – Pernos con cabeza

8.7.7.1 Se permite colocar pernos con cabeza perpendicularmente al plano de la losa como refuerzo de cortante.

8.7.7.1.1 La altura total del ensamblaje del perno con cabeza no debe ser menor que el espesor de la losa menos la suma de (a) hasta (c):

- (a) El recubrimiento de concreto del refuerzo superior a flexión.
- (b) El recubrimiento de concreto en la platina de base.
- (c) La mitad del diámetro de la barra del refuerzo a tracción por flexión.

8.7.7.1.2 La ubicación y espaciamiento de los pernos con cabeza deben cumplir con la Tabla 8.7.7.1.2.

R8.7.7 Refuerzo de cortante – Pernos con cabeza — Usar ensamblajes para pernos con cabeza como refuerzo de cortante en lasos requiere especificar el diámetro del fuste del perno, el espaciamiento de los pernos y la altura de los ensamblajes para cada aplicación en particular.

Los ensayos (ACI 421.1R) muestran que los pernos verticales anclados mecánicamente lo más cerca posible de la parte superior e inferior de la losa son efectivos para resistir el cortante por punzonamiento. Los límites de toda la altura especificada logran este objetivo y proporcionan a la vez una tolerancia razonable al especificar esa altura como se muestra en la Fig. R.20.6.1.3.5.

En comparación con la rama de un estribo con dobleces en los extremos, un perno tiene menor deslizamiento, y por lo tanto produce fisuras de cortante más delgadas. Este mejor comportamiento da como resultado mayores límites para la capacidad a cortante y espaciamiento entre las líneas periféricas de los pernos con cabeza. Las distribuciones típicas de los pernos con cabeza se aprecian en la Fig. R8.7.7. La sección crítica más allá del refuerzo a cortante en general tiene forma poligonal. Las ecuaciones para calcular los esfuerzos a cortante en cada sección se dan en ACI 421.1R.

R8.7.7.1.2 El espaciamiento especificado entre las líneas periféricas del refuerzo a cortante está justificado por ensayos (ACI 421.1R). El espacio libre entre las cabezas de los pernos debe ser el adecuado para permitir la colocación del refuerzo a flexión.

REGLAMENTO

COMENTARIO

Tabla 8.7.7.1.2 — Ubicación de los pernos con cabeza y límites de espaciamiento

Dirección de la medición	Descripción de la medición	Condición	Distancia o espaciamiento máximo, pulg.
Perpendicular a la cara de la columna	Distancia entre la cara de la columna y la primera línea de pernos con cabeza	Todas	$d/2$
	Espaciamiento constante entre las líneas periféricas de los pernos con cabeza	Losas no preeforzadas con $v_u \leq \phi 6\sqrt{f'_c}$	$3d/4$
		Losas no preeforzadas con $v_u > \phi 6\sqrt{f'_c}$	$d/2$
Paralelo a la cara de la columna	Espaciamiento entre los pernos con cabeza adyacentes en la línea perimetral más cercana a la cara de la columna	Todas	$2d$

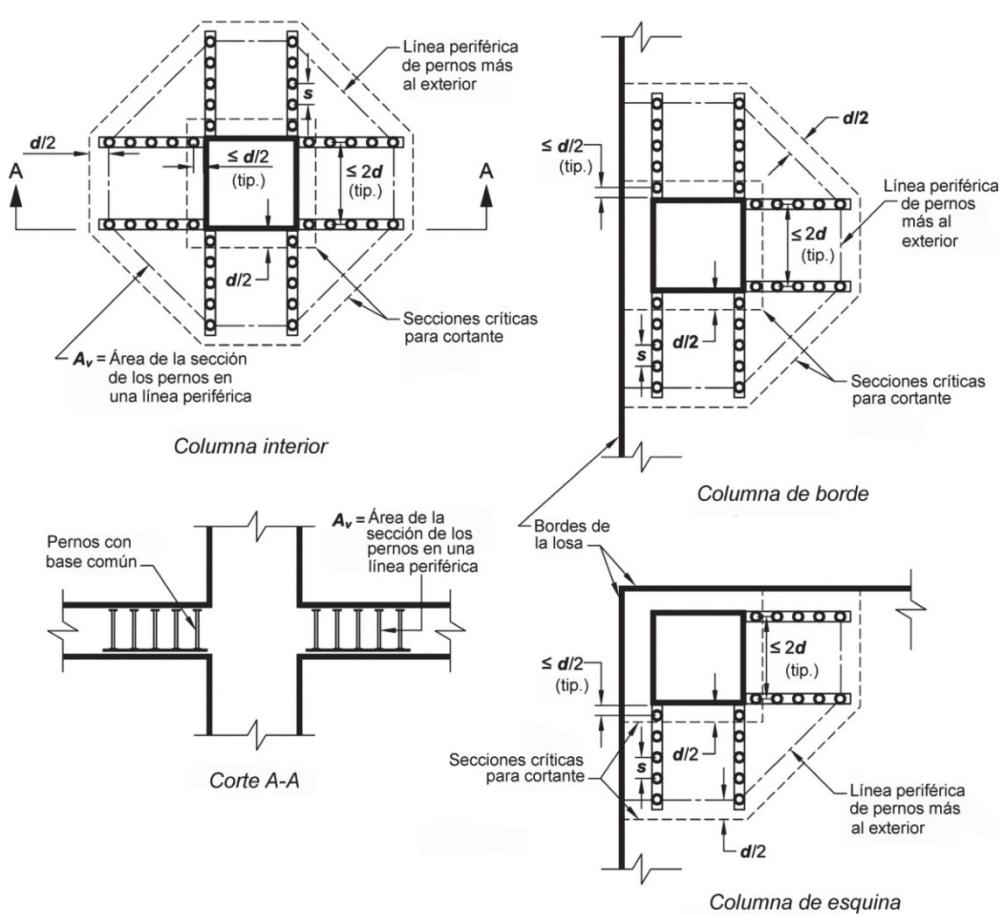


Fig. R8.7.7 — Secciones críticas y disposiciones típicas de pernos con cabeza para refuerzo de cortante.

REGLAMENTO

8.8 — Sistema reticular de viguetas en dos direcciones no preeforzadas

8.8.1 Generalidades

8.8.1.1 La construcción reticular de viguetas no preeforzadas en dos direcciones consiste en una combinación monolítica de nervaduras regularmente espaciadas y una losa colocada en la parte superior, diseñadas para actuar en dos direcciones ortogonales.

8.8.1.2 El ancho de las nervaduras no debe ser menor de 4 pulg. en cualquier ubicación en su altura.

8.8.1.3 La altura total de las nervaduras no debe ser mayor de 3.5 veces su ancho mínimo.

8.8.1.4 El espaciamiento libre entre las nervaduras no debe exceder de 30 pulg.

8.8.1.5 Se permite tomar V_c como 1.1 veces los valores calculados en 22.5.

8.8.1.6 Para la integridad estructural, al menos una barra de la parte inferior en cada nervadura debe ser continua y debe anclarse para desarrollar f_y en la cara de los apoyos.

8.8.1.7 El área de refuerzo perpendicular a las viguetas debe cumplir la resistencia requerida por flexión, considerando las concentraciones de carga y debe ser al menos igual al refuerzo para retracción y temperatura requerido en 24.4.

8.8.1.8 La construcción de viguetas en dos direcciones que no cumplan con las limitaciones de 8.8.1.1 hasta 8.8.1.4, deben diseñarse como losas y vigas.

8.8.2 Sistema de viguetas con aligeramientos estructurales

8.8.2.1 Cuando se empleen aligeramientos permanentes fabricados con arcilla cocida o concreto, que tengan una resistencia unitaria a la compresión por lo menos igual al f'_c de las viguetas, se debe aplicar 8.8.2.1.1 y 8.8.2.1.2.

8.8.2.1.1 El espesor de la losa de concreto sobre los aligeramientos no debe ser menor que 1/12 de la distancia libre entre viguetas ni menor que 1.5 pulg.

8.8.2.1.2 Se permite incluir la pared vertical del elemento de aligeramiento que está en contacto con la viguela en los cálculos de resistencia al cortante y momento negativo. Ninguna otra parte de los aligeramientos debe incluirse en los cálculos de resistencia.

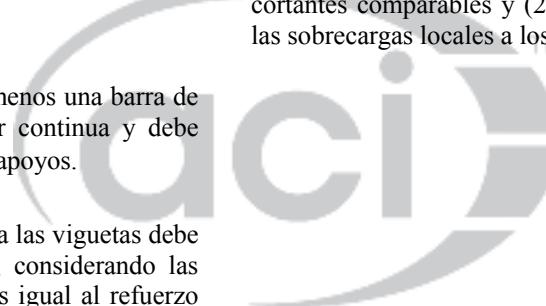
COMENTARIO

R8.8 — Sistema reticular de viguetas en dos direcciones no preeforzadas

8.8.1 Generalidades — Las limitaciones empíricas de tamaño y de espaciamiento para la construcción reticular con viguetas en dos direcciones no preeforzadas se basan en el comportamiento satisfactorio observado en el pasado usando encofrados estándar para este tipo de construcción. Para construcción preeforzada de este sistema, esta sección puede servir de guía.

R8.8.1.4 Se requiere un límite para el espaciamiento máximo de las nervaduras debido a los requisitos que permite mayores resistencias al cortante y un recubrimiento de concreto menor para el refuerzo en estos miembros repetitivos relativamente pequeños.

R8.8.1.5 El incremento en la resistencia al cortante se justifica por: 1) el comportamiento satisfactorio de construcciones con losas nervadas diseñadas con resistencias calculadas más altas a cortante especificadas en anteriores ediciones del Reglamento, las cuales permitían esfuerzos cortantes comparables y (2) el potencial de redistribución de las sobrecargas locales a los nervios adyacentes.



REGLAMENTO**COMENTARIO****8.8.3 Sistema de viguetas con otros aligeramientos**

8.8.3.1 Cuando se utilicen encofrados removibles o aligeramientos que no cumplan con 8.8.2.1, el espesor de la losa superior no debe ser menor que 1/12 de la distancia libre entre las nervaduras, ni menor de 2 pulg.

8.9 — Construcción de losas izadas

8.9.1 En lasas construidas con el método de lasas izadas (lift-slab) donde no es práctico pasar los tendones, como indica 8.7.5.6.1, o las barras inferiores a través de la columna como lo indica 8.7.4.2 ó 8.7.5.6.3, al menos dos tendones de postensado o dos barras o alambres adheridos, en cada dirección, deben pasar a través de los collares de izado tan cerca de la columna como sea posible y deben ser continuos o empalmarse con empalmes mecánicos completos, o soldados completos, o con empalmes por traslapo Clase B. En las columnas exteriores, el refuerzo debe anclarse en los collares de izado.

8.10 — Método de diseño directo**8.10.1 Generalidades**

8.10.1.1 Se permite que los sistemas de lasas en dos direcciones que cumplan con las limitaciones de 8.10.2, sean diseñados de acuerdo a esta sección.

8.10.1.2 Se permiten variaciones de las limitaciones de 8.10.2, siempre que se demuestre por medio de análisis que se cumplen las condiciones de equilibrio y compatibilidad geométrica, si la resistencia de diseño en cada sección es por lo menos igual a la resistencia requerida y si se cumplen todas las condiciones de funcionamiento incluyendo los límites especificados para las deflexiones.

R8.10 — 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 y simultáneamente cumplir con los requisitos de seguridad y con la mayoría de los requisitos de funcionamiento. Consiste en tres pasos fundamentales, como se muestran a continuación:

- (1) Determinación del momento estático mayorado total (véase 8.10.3).
- (2) Distribución del momento estático mayorado total a las secciones de momentos negativos y positivos (véase 8.10.4).
- (3) Distribución de los momentos mayorados negativos y positivos a las columnas y franjas centrales y a las vigas, si las hay (véase 8.10.5 y 8.10.6). La distribución de momentos a las columnas y franjas centrales se usa también en el método del pórtico equivalente (véase 8.11).

R8.10.1 Generalidades

R8.10.1.1 El método de diseño directo se desarrolló tomando en cuenta los procedimientos teóricos para la determinación de los momentos en lasas sin y con vigas, la necesidad de disponer de procedimientos simples de diseño y construcción y precedentes derivados del comportamiento de los sistemas de lasas. En consecuencia, los sistemas de losa que se diseñan con el método de diseño directo deben cumplir con las limitaciones de 8.10.2.

R8.10.1.2 Se puede usar el método de diseño directo aun si la estructura no cumple con las limitaciones de 8.10.2, siempre y cuando se pueda demostrar por medio del análisis que la limitación en particular no 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 todos los paneles se espera que sea

REGLAMENTO

8.10.1.3 Los apoyos circulares o en forma de polígono deben tratarse como apoyos cuadrados que tengan la misma área.

COMENTARIO

la misma), no es necesario cumplir con las limitaciones de carga viva de 8.10.2.6.

R8.10.1.3 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. R8.10.1.3.

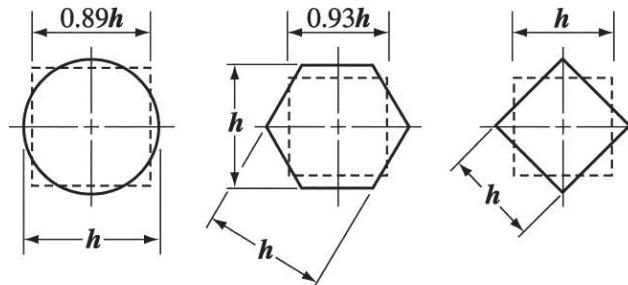


Fig. R8.10.1.3 — Ejemplos de sección cuadrada equivalente para elementos de apoyo

8.10.2 Limitaciones para el uso del método de diseño directo

8.10.2.1 Deben existir un mínimo de tres vanos continuos en cada dirección.

8.10.2.2 Las longitudes de luces contiguas medidas centro a centro de los apoyos en cada dirección no deben diferir en más de un tercio de la luz mayor.

8.10.2.3 Los paneles de las losas deben ser rectangulares, con una relación entre la luz mayor y menor, medidas centro a centro de los apoyos del panel, no mayor de 2.

8.10.2.4 Las columnas pueden estar desalineadas hasta un 10 por ciento de la luz (medido en la dirección del desalineamiento) con respecto a cualquier eje que pase por el centro de columnas sucesivas.

8.10.2.5 Todas las cargas deben ser únicamente gravitacionales y estar uniformemente distribuidas en todo el panel.

R8.10.2 Limitaciones para el uso del método de diseño directo

R8.10.2.1 La razón fundamental para esta limitación 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 suponen implícitamente que el sistema de losas en la primera sección interior de momento negativo no está restringido contra la rotación ni es discontinuo.

R8.10.2.2 La limitación se relaciona con la posibilidad de desarrollar momentos negativos más allá del punto en el cual termina el refuerzo para momento negativo, tal como se especifica la Fig. 8.7.4.1.3(a).

R8.10.2.3 Si la relación de las dos luces (luz larga/luz corta) de un panel excede de 2, la losa resiste el momento en el vano más corto esencialmente como una losa en una dirección.

R8.10.2.4 Las columnas se pueden desalinear, dentro de ciertos límites especificados, de un patrón rectangular normal. Un desalineamiento acumulativo total de 20 por ciento de la luz del vano se establece como límite superior.

R8.10.2.5 El Método de Diseño Directo se basa en ensayos (Jirsa et al. 1969) realizados con cargas gravitacionales uniformes y en las reacciones resultantes en las columnas determinadas por estática. Las cargas laterales tales como viento, o aquellas inducidas por un sismo, requieren un análisis estructural. Las losas invertidas de cimentación, diseñadas como losas en dos direcciones (véase 13.3.4), requieren la aplicación de cargas de columna conocidas. Por lo tanto, aún si se supone que la reacción del suelo es uniforme, se requiere un análisis estructural.

REGLAMENTO

8.10.2.6 La carga viva no mayorada no debe exceder de dos veces la carga muerta no mayorada.

8.10.2.7 Para un panel con vigas entre los apoyos en todos los lados, debe satisfacerse la ecuación (8.10.2.7a) para las dos direcciones perpendiculares.

$$0.2 \leq \frac{\alpha_{f1} \ell_2^2}{\alpha_{f2} \ell_1^2} \leq 5.0 \quad (8.10.2.7a)$$

donde α_{f1} y α_{f2} se calculan de acuerdo con

$$\alpha_f = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s} \quad (8.10.2.7b)$$

8.10.3 Momento estático mayorado total del vano

8.10.3.1 El momento estático mayorado total, M_o , para un vano debe determinarse en una franja limitada lateralmente por el eje central de los paneles adyacentes al eje que une los apoyos.

8.10.3.2 La suma absoluta del momento positivo y el promedio de los momentos negativos, en cada dirección, no debe ser menor que:

$$M_o = \frac{q_u \ell_2 \ell_n^2}{8} \quad (8.10.3.2)$$

8.10.3.2.1 En la ecuación (8.10.3.2), ℓ_n es la longitud de la luz libre en la dirección en que deben considerarse los momentos, que se extiende desde la cara de las columnas, capiteles, cartelas o muros, y no debe ser menor que $0.65\ell_1$.

8.10.3.2.2 En la ecuación (8.10.3.2), cuando no se tenga la misma luz transversal en los paneles a ambos lados del eje central de los apoyos, ℓ_2 se debe tomar como el promedio de las luces transversales adyacentes.

8.10.3.2.3 En la ecuación (8.10.3.2), cuando se considere el vano adyacente y paralelo a un borde, la distancia del borde al eje central del panel debe sustituir a ℓ_2 .

8.10.4 Distribución del momento estático total mayorado

8.10.4.1 En un vano interior, M_o debe distribuirse como se indica a continuación: $0.65M_o$ para momento negativo y $0.35M_o$ para momento positivo.

COMENTARIO

R8.10.2.6 En la mayoría de los sistemas de losas, la relación entre la carga viva y la carga muerta es menor que 2 y no es necesario verificar los efectos de la disposición de la carga viva.

R8.10.2.7 La distribución elástica de los momentos se aparta significativamente de lo descrito por el método de diseño directo, a menos que se cumpla con los requisitos que se proporcionan para la rigidez.

R8.10.3 Momento estático mayorado total del vano

R8.10.3.2 La ecuación (8.10.3.2) proviene directamente de la deducción de Nichols (Nichols 1914) con la suposición simplificadora que las reacciones están concentradas a lo largo de las caras del apoyo perpendicular al vano considerado. En general, resulta conveniente calcular los momentos estáticos para dos mitades adyacentes de panel incluyendo una franja de columnas y media franja central a cada lado.

R8.10.4 Distribución del momento estático total mayorado

REGLAMENTO

8.10.4.2 En un vano final, M_o debe distribuirse como se indica en la Tabla 8.10.4.2.

Tabla 8.10.4.2 — Coeficientes de distribución en un vano final

	Borde exterior no restringido	Losa con vigas entre todos los apoyos	Losa sin vigas entre apoyos interiores		Borde exterior totalmente restringido
			Sin viga de borde	Con viga de borde	
Momento negativo interior	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65
Momento positivo	0.63	0.57	0.52	0.50	0.35
Momento negativo exterior	0	0.16	0.26	0.30	0.65

8.10.4.3 Se permite que los momentos mayorados positivos y negativos sean modificados hasta en un 10 por ciento, siempre que el momento estático mayorado total para un panel, M_o , en la dirección considerada, no sea menor que el requerido en la ecuación (8.10.3.2). La redistribución de momentos de acuerdo con 6.6.5, no se permite.

8.10.4.4 La sección crítica para M_u negativo está localizada en la cara de los apoyos rectangulares.

8.10.4.5 El M_u negativo debe ser el mayor de los dos M_u negativos interiores, determinados para los vanos que llegan a 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.

8.10.4.6 Las vigas de borde o los bordes de la losa deben ser diseñados para resistir por torsión la parte de los momentos exteriores negativos M_u que les corresponde.

COMENTARIO

R8.10.4.2 Los coeficientes de momento para un vano final están basados en las expresiones para la rigidez de la columna equivalente tomadas de Corley et al. (1961); Jirsa et al. (1963); Corley and Jirsa (1970). Los coeficientes para un borde no restringido se emplean por ejemplo, cuando la losa esté simplemente apoyada sobre un muro de albañilería o de concreto. Los coeficientes correspondientes a un borde restringido son aplicables cuando la losa se construye integralmente con un muro de concreto con una rigidez a la flexión tan grande, en comparación con la de la losa, que presenta poca rotación en la unión losa-muro.

Para bordes diferentes a los no restringidos o 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 regida por el refuerzo mínimo para controlar la fisuración. Los coeficientes de la tabla se han ajustado para que la suma absoluta de los momentos positivos y el promedio de los momentos negativos sea igual a M_o .

En el Reglamento de 1977 se empleaban factores de distribución que eran función de la relación de rigidez del apoyo exterior equivalente para distribuir el momento estático total M_o en un vano extremo. Este enfoque puede ser usado en vez de los valores de estos requisitos.

R8.10.4.3 Esta sección permite una reducción del 10 por ciento en los momentos negativos y positivos mayorados, calculados según 8.10.4, siempre y cuando el momento estático total para un panel en la dirección considerada no sea menor que el M_o exigido por la ecuación (8.10.3.2). Esta es una manera de reconocer que puede ocurrir una cantidad limitada de comportamiento inelástico y una redistribución de momento en las losas que fueron analizadas con el método de diseño directo.

La redistribución de momentos permitida por 6.6.5 no se aplica donde se utilicen valores aproximados para los momentos.

R8.10.4.5 En el diseño del apoyo debe tenerse 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 con base en la sección bruta de concreto de los elementos involucrados.

R8.10.4.6 Los momentos perpendiculares al borde de la estructura de la losa en el borde de ésta, deben ser transmitidos a las columnas o muros de apoyo. Se deben investigar los esfuerzos torsionales provocados por el momento asignado a la losa.

REGLAMENTO

COMENTARIO

8.10.5 Momentos mayorados en las franjas de columnas

8.10.5.1 Las franjas de columna deben resistir las fracciones del momento negativo interior M_u señaladas en la Tabla 8.10.5.1.

Tabla 8.10.5.1—Fracción del momento negativo interior M_u en una franja de columna

$\left(\frac{\alpha_{f1}\ell_2}{\ell_1}\right)$	ℓ_2/ℓ_1		
	0.5	1.0	2.0
0	0.75	0.75	0.75
≥ 1.0	0.90	0.75	0.45

Nota: Debe interpolarse linealmente entre los valores dados.

8.10.5.2 Las franjas de columnas deben resistir las fracciones del momento negativo exterior M_u señaladas en la Tabla 8.10.5.2.

Tabla 8.10.5.2—Fracción del momento negativo exterior M_u en una franja de columna

$\left(\frac{\alpha_{f1}\ell_2}{\ell_1}\right)$	β_t	ℓ_2/ℓ_1		
		0.5	1.0	2.0
0	0	1.0	1.0	1.0
	≥ 2.5	0.75	0.75	0.75
≥ 1.0	0	1.0	1.0	1.0
	≥ 2.5	0.90	0.75	0.45

Nota: Deben hacerse interpolaciones lineales entre los valores dados, donde β_t se calcula usando la ecuación (8.10.5.2a) y C se calcula usando la ecuación (8.10.5.2b).

$$\beta_t = \frac{E_{cb}C}{2E_{cs}I_s} \quad (8.10.5.2a)$$

$$C = \sum \left(1 - 0.63 \frac{x}{y} \right) \frac{x^3 y}{3} \quad (8.10.5.2b)$$

8.10.5.3 La constante C para secciones en forma de T o L puede evaluarse con la ecuación (8.10.5.2b) dividiendo la sección en sectores rectangulares, como se define en 8.4.1.8, y sumando los valores de C de cada porción.

8.10.5.4 Cuando el ancho de las columnas o muros sea igual o mayor a $3\ell_2/4$, los momentos negativos M_u deben considerarse uniformemente distribuidos a lo largo de ℓ_2 .

8.10.5.5 Las franjas de columnas deben resistir las fracciones de los momentos positivos M_u dados en la Tabla 8.10.5.5.

R8.10.5 Momentos mayorados en las franjas de columnas — Las reglas dadas para asignar momentos a las franjas de columnas, vigas y franjas centrales se basan en estudios de los momentos en losas linealmente elásticas, con diferente rigidez en las vigas (Gamble 1972) 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 (8.10.3.2) 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.

R8.10.5.2 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 central, a menos que la rigidez a la 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 cortante se ha tomado como $E_{cb}/2$.

Cuando se usen muros como apoyos a lo largo de ejes de columnas, éstos se pueden considerar como vigas muy rígidas con un valor de $\alpha_{f1}\ell_2/\ell_1$ 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 tomar como 2.5 para un muro de concreto con alta resistencia torsional y que es monolítico con la losa.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

Tabla 8.10.5.5 — Fracción del momento positivo M_u en una franja de columna

$\left(\frac{\alpha_{f1}\ell_2}{\ell_1}\right)$	ℓ_2/ℓ_1		
	0.5	1.0	2.0
0	0.60	0.60	0.60
≥ 1.0	0.90	0.75	0.45

Nota: Debe interpolarse linealmente entre los valores dados.

8.10.5.6 Para losas con vigas entre los apoyos, la porción de la losa localizada en la franja de columnas debe ser diseñada para resistir la porción de los momentos de la franja de columna que no sean resistidos por las vigas.

8.10.5.7 Momentos mayorados en vigas

8.10.5.7.1 Las vigas entre los apoyos deben diseñarse para resistir la porción de los momentos de la franja de columna M_u de acuerdo con Tabla 8.10.5.7.1.

Tabla 8.10.5.7.1 — Fracción de M_u de una franja de columna assignable a las vigas

$\left(\frac{\alpha_{f1}\ell_2}{\ell_1}\right)$	Coefficiente de distribución
0	0
≥ 1.0	0.85

Nota: Debe interpolarse linealmente entre los valores dados.

8.10.5.7.2 Además de los momentos calculados de acuerdo con 8.10.5.7.1, las vigas deben ser diseñadas para resistir los momentos causados por cargas mayoradas aplicadas directamente sobre ellas, incluyendo el peso del alma que se proyecta por encima o por debajo de la losa.

8.10.6 Momentos mayorados en las franjas centrales

8.10.6.1 La fracción de los momentos mayorados positivo y negativo no resistida por las franjas de columnas debe asignarse proporcionalmente a cada mitad de las franjas centrales correspondientes.

8.10.6.2 Cada franja central debe ser diseñada para resistir la suma de los momentos asignados a sus dos mitades de franja central.

8.10.6.3 Una franja central adyacente y paralela a un borde apoyado en un muro, debe ser diseñada para resistir el doble del momento asignado a la mitad de la franja central correspondiente al primer eje de apoyos interiores.

8.10.7 Momentos mayorados en columnas y muros

8.10.7.1 Las columnas y los muros construidos monolíticamente con un sistema de losas deben resistir los momentos producidos por las cargas mayoradas que actúan sobre el sistema de losas.

R8.10.5.7 Momentos mayorados en vigas — Las cargas asignadas directamente a las vigas son adicionales a la carga muerta uniforme de la losa, a las cargas permanentes uniformes sobrepuertas, tales como cielo rasos, acabado de piso, o cargas equivalentes de muros divisorios, así como cargas vivas uniformes; todas las cuales normalmente están incluidas dentro de q_u en la ecuación (8.10.3.2). Las cargas aplicadas directamente a las vigas incluyen cargas lineales como muros divisorios sobre o a lo largo de los ejes centrales de las vigas, cargas concentradas como postes arriba de las vigas o tensores debajo de ellas, más cargas permanentes adicionales del alma sobresaliente de la viga. 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 viga como se define en 8.4.1.8 es sólo 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.

R8.10.6 Momentos mayorados en las franjas centrales — Véase R8.10.5.

R8.10.7 Momentos mayorados en columnas y muros

— El diseño y detallado del refuerzo que transfiere el momento desde la losa a una 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 en los documentos de construcción se muestren los detalles completos, tales como

REGLAMENTO

8.10.7.2 En un apoyo interior, las columnas o muros arriba y abajo de la losa deben resistir el momento mayorado especificado por la ecuación (8.10.7.2) en proporción directa a sus rigideces, a menos que se realice un análisis general.

$$M_{sc} = 0.07 \left[(q_{Du} + 0.5q_{Lu}) \ell_2 \ell_n^2 - q'_{Du} \ell'_2 (\ell'_n)^2 \right] \quad (8.10.7.2)$$

donde q'_{Du} , ℓ'_2 y ℓ'_n se refieren a la luz corta.

8.10.7.3 El momento para carga gravitacional a ser transmitido entre la losa y una columna de borde por excentricidad del cortante de acuerdo con 8.4.2.3 no debe ser menor que $0.3M_o$.

8.10.8 Cortante mayorado en sistemas de losas con vigas

8.10.8.1 Las vigas entre los apoyos deben ser diseñadas para resistir la fracción del cortante dado en la Tabla 8.10.8.1 producido por las cargas mayoradas en las áreas aferentes que muestra la figura 8.10.8.1.

Tabla 8.10.8.1— Fracción del cortante resistido por una viga

$\left(\frac{\alpha_{f1}\ell_2}{\ell_1} \right)$	Coefficiente de distribución
0	0
≥ 1.0	1.0

Nota: Debe interpolarse linealmente entre los valores dados.

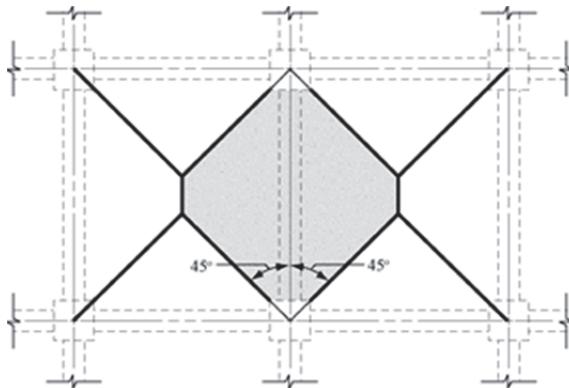


Fig. 8.10.8.1 — Área aferente para cortante en una viga interior.

8.10.8.2 Además de los cortantes calculados de acuerdo con 8.10.8.1 las vigas deben diseñarse para resistir los cortantes producidos por las cargas mayoradas aplicadas directamente sobre ellas, incluido el peso del alma de la viga sobre y bajo la losa.

COMENTARIO

concentración de refuerzo sobre la columna mediante un menor espaciamiento o refuerzo adicional.

R8.10.7.2 La ecuación (8.10.7.2) se refiere a dos vanos adyacentes, uno de ellos mayor que el otro, con la carga muerta completa más un medio de la carga viva aplicada en el vano mayor, y únicamente carga muerta en el vano menor.

R8.10.7.3 Los análisis de los sistemas de losas indican que la rigidez relativa de la losa, vigas y columnas influye sobre la cantidad de momento transferido al apoyo bajo condiciones de carga gravitacional, pero sólo en un rango estrecho. Para las configuraciones de losas normales, un límite superior realista entre los valores dados en la Tabla 8.10.4.2 para condiciones de borde no restringido y totalmente restringido es $0.3M_o$.

R8.10.8 Cortante mayorado en sistemas de losas con vigas — El área aferente para calcular el cortante en una viga interior aparece sombreada en la Fig. 8.10.8.1. Si la rigidez de la viga $\alpha_{f1}\ell_2/\ell_1$ es menor que 1.0, el cortante en la viga se puede obtener por interpolación lineal. Para tales casos, las vigas que llegan a las columnas no toman toda la fuerza cortante aplicada a la columna. La fuerza restante produce esfuerzos cortantes en la losa alrededor de la columna los cuales deben verificarse de la misma manera que para losas planas, como se requiere en 8.10.8.3. Las secciones 8.10.8.1 y 8.10.8.2 no se aplican al cálculo de los momentos torsionales en las vigas. Estos momentos deben basarse en los momentos de flexión calculados que actúan en las caras de la viga.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

8.10.8.3 Se permite calcular la resistencia a cortante de la losa suponiendo que la carga se distribuye a las vigas de apoyo de acuerdo con 8.10.8.1. Debe proporcionarse resistencia al V_u total que se presente en el panel.

8.11 — Método del pórtico equivalente**8.11.1 Generalidades**

8.11.1.1 Todas las secciones de losas y miembros de apoyo en un sistema de losa en dos direcciones diseñado por método del pórtico equivalente deben diseñarse para resistir los momentos y cortantes obtenidos mediante un análisis realizado de acuerdo con los requisitos de 8.11.2 hasta 8.11.6.

8.11.1.2 Las cargas vivas deberán ser distribuidas de acuerdo con 6.4.3.

8.11.1.3 Cuando se utilicen capiteles metálicos en las columnas, se puede tener en cuenta su contribución a la rigidez, en la resistencia a flexión y en la resistencia a cortante.

8.11.1.4 Se permite despreciar las deformaciones axiales en las columnas y losas debidas a esfuerzos directos, y las deformaciones por cortante.

8.11.2 Pórtico equivalente

8.11.2.1 El modelo de la estructura está constituido por pórticos equivalentes localizados a lo largo de los ejes de columnas tanto longitudinales y como transversales en toda la estructura.

8.11.2.2 Cada pórtico debe consistir en una fila de columnas o apoyos y franjas de viga-losa limitadas lateralmente por el eje central del panel a cada lado del eje de columnas o apoyos.

8.11.2.3 Los pórticos adyacentes y paralelos a un borde deben estar limitados por dicho borde y el eje central del panel adyacente.

8.11.2.4 Debe suponerse que las columnas o apoyos están unidos a las franjas de viga-losa mediante elementos torsionales transversales a la dirección del vano para el cual se están determinando los momentos, que se extienden hasta los ejes centrales de los paneles adyacentes a cada lado de la columna.

R8.11 — Método del pórtico equivalente

El método del pórtico equivalente es una representación del sistema tridimensional de losa en una serie de pórticos planos que se analizan para las cargas que actúan en el plano del pórtico. Los momentos negativos y positivos determinados en las secciones críticas para diseño del pórtico se distribuyen a las secciones de losa de acuerdo con 8.10.5 (franjas de columnas), 8.10.5.7 (vigas), y 8.10.6 (franjas centrales). El método del pórtico equivalente está basado en los estudios descritos en Corley et al. (1961); Jirsa et al. (1963); Corley and Jirsa (1970). La Sección R13.7 del Comentario del Reglamento de 1989 contiene una descripción más detallada del método del pórtico equivalente.

R8.11.2 Pórtico equivalente — La aplicación del pórtico equivalente a una estructura regular se ilustra en la Fig. R8.11.2. El sistema tridimensional se divide en una serie de pórticos planos (pórticos equivalentes), localizados en los ejes de las columnas o de los apoyos, y cada pórtico con la altura total de la estructura. El ancho de cada pórtico equivalente está limitado por los ejes centrales de los paneles adyacentes. El análisis completo del sistema de losa de un edificio consiste en analizar una serie de pórticos equivalentes (interiores y exteriores) que se extienden longitudinal y transversalmente a través de toda la estructura.

El pórtico equivalente consta de tres partes: (1) la franja horizontal de losa, incluyendo cualquier viga que se actúe en la dirección del pórtico, (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 transmiten momentos entre los miembros horizontales y verticales.

REGLAMENTO

8.11.2.5 Cada pórtico equivalente puede analizarse como un todo. Alternativamente, para cargas gravitacionales, se permite un análisis independiente de cada piso o cubierta con los extremos lejanos de las columnas considerados como empotados.

8.11.2.6 Si las vigas-losa se analizan separadamente, el momento en un apoyo dado se puede determinar suponiendo que la viga-losa está empotrada en cualquier apoyo distante dos o más vanos del considerado, siempre y cuando la losa continúe más allá de dicho punto.

COMENTARIO

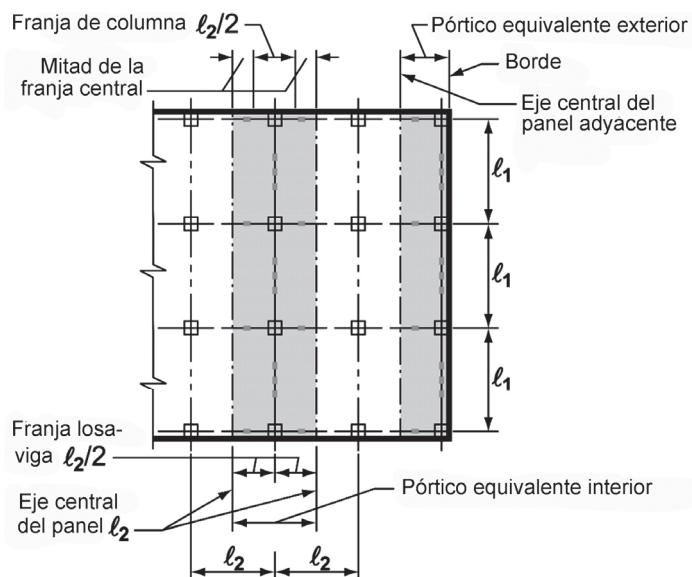


Fig. R8.11.2 — Definiciones del pórtico equivalente.

8.11.3 Vigas-losa

8.11.3.1 El momento de inercia de vigas-losa desde el centro de la columna hasta la cara de la columna, cartela o capitel, debe suponerse igual al momento de inercia del sistema de vigas-losa en la cara de la columna, cartela o capitel, dividido por $(1 - c_2/\ell_2)^2$, donde c_2 y ℓ_2 se miden transversalmente a la dirección del vano para el cual se determinan los momentos.

8.11.3.2 Debe tenerse en cuenta la variación del momento de inercia a lo largo de los ejes de los sistemas de vigas-losa.

8.11.3.3 El momento de inercia de las vigas-losa en cualquier sección transversal fuera del nudo o capitel de la columna puede determinarse usando el área bruta de concreto.

8.11.4 Columnas

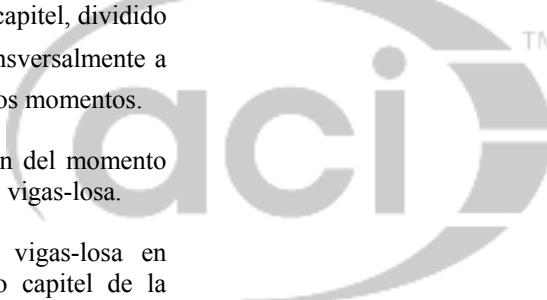
8.11.4.1 El momento de inercia de las columnas en el nudo, desde la parte superior a la parte inferior del sistema viga-losa, debe suponerse infinito.

8.11.4.2 Debe tenerse en cuenta la variación del momento de inercia a lo largo de los ejes de las columnas.

8.11.4.3 Se permite determinar el momento de inercia de las columnas en cualquier sección transversal fuera de nudos o capiteles de columnas, usando el área bruta de concreto.

R8.11.3 Vigas-losa

R8.11.3.1 Un apoyo se define como una columna, capitel, cartela o muro. Nótese que una viga no se considera como elemento de apoyo del pórtico equivalente.



R8.11.4 Columnas — La rigidez de las columnas está basada en la longitud de éstas medida 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 con base en 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 en un elemento compuesto la rigidez de la viga-losa y la del elemento torsional. 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 sobre y bajo la viga-losa más elementos torsionales adheridos a cada lado de la columna que se extienden hasta el eje central del panel adyacente, como se muestra en la Fig. R8.11.4.

REGLAMENTO

COMENTARIO

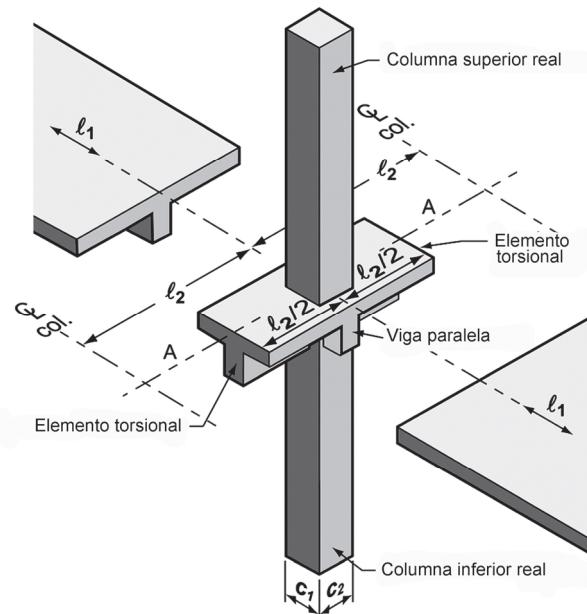


Fig. R8.11.4 — Columna equivalente (columnas más elementos torsionales).

8.11.5 Elementos torsionales

8.11.5.1 Deben suponerse elementos torsionales con una sección transversal constante en toda su longitud, que consiste en la mayor de (a) hasta (c):

- (a) Una porción de losa que tiene un ancho igual al de la columna, cartela o capitel, en la dirección del vano para el cual se determinan los momentos.
- (b) 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.
- (c) La viga transversal, como se define en 8.4.1.8.

8.11.5.2 Donde las vigas se unen a las columnas en la dirección del vano para el cual se determinan los momentos, la rigidez torsional debe multiplicarse por la relación entre el momento de inercia de la losa con la viga y el momento de inercia de la losa sin la viga.

R8.11.5 Elementos torsionales — El cálculo de la rigidez de los elementos torsionales requiere varias suposiciones simplificadoras. Si no existen vigas que formen pórtico con la columna, se supone como elemento torsional la porción de la losa igual al ancho de la columna o capitel. Si existen vigas que aportuen con la columna, se supone un comportamiento de viga T o viga L, con alas que se extienden 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, véase 8.4.1.8. Además, se supone que no ocurre ninguna rotación por torsión en la viga dentro del ancho del apoyo.

Las secciones de los elementos a usarse en el cálculo de la rigidez torsional están definidas en 8.11.5.1.

Estudios de análisis tridimensionales de diversas configuraciones de losa sugieren que se puede obtener un valor razonable de la rigidez a torsión suponiendo una distribución de momento a lo largo del elemento sometido a torsión que varía linealmente desde un máximo al centro de la columna, hasta cero a la mitad del panel. La distribución supuesta del momento unitario de torsión a lo largo de la línea de eje de columna se muestra en la figura R8.11.5.

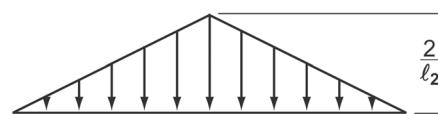


Fig. R8.11.5 — Distribución del momento torsional unitario a lo largo del eje de columna AA mostrado en la figura R8.11.4.

Una expresión aproximada para la rigidez del elemento torsional, basada en los resultados de análisis tridimensionales de varias configuraciones de losas (Corley et al. 1961; Jirsa et al. 1963; Corley and Jirsa 1970) es:

REGLAMENTO

COMENTARIO

$$K_t = \sum \frac{9E_{cs}C}{\ell_2 \left(1 - \frac{c_2}{\ell_2}\right)^3}$$

8.11.6 Momentos mayorados

8.11.6.1 En apoyos interiores, la sección crítica para el momento negativo M_u tanto en la franja de columna como en las franjas centrales se debe tomar en el borde de los apoyos rectilíneos, pero a no más de $0.175\ell_1$ del centro de la columna.

8.11.6.2 En apoyos exteriores, desprovistos de cartelas o capiteles, la sección crítica para el momento negativo M_u en el vano perpendicular a un borde debe tomarse en la cara del elemento de apoyo.

8.11.6.3 En los apoyos exteriores provistos de cartelas o capiteles, la sección crítica para el momento negativo M_u en el vano perpendicular a un borde, debe considerarse situada a una distancia del borde del elemento de apoyo no mayor de la mitad de la proyección de la cartela o capitel más allá de la cara del elemento de apoyo.

8.11.6.4 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.

8.11.6.5 Cuando se analicen sistemas de losas que cumplan con las limitaciones de 8.10.2 por medio del método del pórtico equivalente, se puede 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 excedan del valor obtenido con la ecuación (8.10.3.2).

8.11.6.6 Se permite distribuir los momentos en las secciones críticas de las franjas de columna, vigas y franjas centrales de acuerdo con lo establecido por el método de diseño directo presentado en 8.10 siempre y cuando se cumpla con la ecuación (8.10.2.7a).

R8.11.6 Momentos mayorados

R8.11.6.1 a R8.11.6.4 —Estas secciones del Reglamento ajustan los momentos negativos mayorados a la cara de los apoyos. La corrección se modifica en un apoyo exterior con el fin de que no se presenten reducciones indebidas en el momento negativo exterior. La figura R8.10.1.3 ilustra varios apoyos rectangulares equivalentes para ser utilizados al definir las caras de los apoyos en el diseño con apoyos no rectangulares.

R8.11.6.5 Esta sección se basa en el principio de que si se prescriben dos métodos diferentes para obtener una respuesta en particular, el Reglamento no debe requerir un valor mayor que el menor valor aceptable. Debido a la gran experiencia satisfactoria en diseños con momentos estáticos mayorados que no exceden los obtenidos por medio de la ecuación (8.10.3.2) se considera que estos valores son satisfactorios para diseño, cuando se cumplen las limitaciones aplicables.

REGLAMENTO**CAPÍTULO 9 — VIGAS****9.1 — Alcance**

9.1.1 Este Capítulo debe aplicarse al diseño de vigas no preeforzadas y preeforzadas, incluyendo:

- (a) Vigas de elementos compuestos de concreto construidos en etapas diferentes, pero interconectados de manera que respondan a las cargas como una sola unidad
- (b) Sistemas de viguetas en una dirección de acuerdo con 9.8
- (c) Vigas de gran altura de acuerdo con 9.9.

9.2 — Generalidades**9.2.1 Materiales**

9.2.1.1 Las propiedades de diseño para el concreto deben cumplir con los requisitos del Capítulo 19.

9.2.1.2 Las propiedades de diseño para el acero de refuerzo deben cumplir con los requisitos del Capítulo 20.

9.2.1.3 El material, diseño y detallado de insertos embebidos en el concreto deben cumplir con 20.7.

9.2.2 Conexión a otros miembros

9.2.2.1 Para el concreto construido en obra, los nudos vigacolumna y losa-columna deben cumplir con los requisitos del Capítulo 15.

9.2.2.2 Para concreto prefabricado, las conexiones deben cumplir con los requisitos de transferencia de fuerza de 16.2.

9.2.3 Estabilidad

9.2.3.1 Cuando una viga no se encuentra arriostrada lateralmente de manera continua, se deben cumplir con (a) y (b):

- (a) la separación entre los apoyos laterales no debe exceder 50 veces el menor ancho del ala o cara de compresión.
- (b) la separación entre los apoyos laterales debe tener en cuenta los efectos de cargas excéntricas.

9.2.3.2 En vigas preeforzadas, debe considerarse la posibilidad de pandeo de almas y alas delgadas. Si hay contacto intermitente entre el refuerzo preeforzado y un ducto de mayor tamaño del necesario, debe considerarse la posibilidad de que ocurra pandeo del miembro entre puntos de contacto.

COMENTARIO**R9 — VIGAS****R9.1 — Alcance**

R9.1.1 Las vigas estructurales compuestas de concreto y acero no están cubiertas por este capítulo. Los requisitos de diseño para esas vigas compuestas se encuentran en AISC 360.

9

R9.2 — Generalidades**R9.2.3 Estabilidad**

R9.2.3.1 Ensayos (Hansell and Winter 1959; , Sant and Bletzacker 1961) han demostrado que las vigas de concreto reforzado sin arriostramientos laterales, aun cuando sean muy altas y delgadas, no fallan prematuramente por pandeo lateral, siempre y cuando las vigas se carguen sin excentricidad lateral que cause torsión.

Las vigas sin arriostramientos laterales con frecuencia se cargan excéntricamente o con una ligera inclinación. Los esfuerzos y las deformaciones producidos por estas cargas son perjudiciales en vigas delgadas y altas con distancia apreciable entre apoyos laterales. Pueden necesitarse apoyos laterales con espaciamientos menores de **50b** debido a estas condiciones de carga.

R9.2.3.2 En elementos postensados donde el acero de preeforzado está intermitentemente en contacto con un ducto de mayor tamaño del necesario, el elemento puede deflectarse lateralmente debido a las fuerzas axiales del preeforzado, ya que el elemento puede deflectarse lateralmente mientras que el refuerzo preeforzado no lo hace. Si el acero de preeforzado está en contacto continuo con el miembro que se está siendo preeforzado, o si es parte de un tendón no adherido en el cual el tamaño de la envoltura no es mucho

REGLAMENTO

COMENTARIO

9.2.4 Sistema de vigas T

9.2.4.1 En la construcción de vigas T, el ala y el alma de concreto deben construirse monolíticamente o deben estar efectivamente unidas entre sí de acuerdo con 16.4.

9.2.4.2 El ancho efectivo del ala debe cumplir con 6.3.2.

9.2.4.3 En las alas de vigas T donde el refuerzo principal a flexión de la losa es paralelo al eje longitudinal de la viga, el refuerzo de las alas perpendicular al eje longitudinal de la viga debe cumplir con 7.5.2.3.

9.2.4.4 Para el diseño a torsión de acuerdo con 22.7, el ancho sobresaliente del ala utilizado para calcular A_{cp} , A_g y p_{cp} debe cumplir con (a) y (b):

(a) El ancho sobresaliente del ala debe incluir la parte de la losa que está situada a cada lado de la viga hasta una distancia igual a la proyección de la viga por encima y por debajo de la losa, la que sea mayor, pero no debe ser mayor que cuatro veces el espesor de la losa.

(b) El ancho sobresaliente del ala puede despreciarse cuando el parámetro A_{cp}^2/p_{cp} para las secciones macizas o

A_g^2/p_{cp} para las secciones huecas, calculado para una viga con alas, es menor al calculado para la misma viga ignorando las alas.

9.3 — Límites de diseño

9.3.1 Altura mínima de la viga

9.3.1.1 Para las vigas no preeforzadas que no soporten ni estén ligadas a particiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes, la altura total de la viga, h , no debe ser menor que los límites dados en la Tabla 9.3.1.1, a menos que se cumplan los límites de las deflexiones calculadas de 9.3.2.

Tabla 9.3.1.1 — Altura mínima de vigas no preeforzadas

Condición de apoyo	Altura mínima, $h^{[1]}$
Simplemente apoyada	$\ell/16$
Con un extremo continuo	$\ell/18.5$
Ambos extremos continuos	$\ell/21$
En voladizo	$\ell/8$

[1] Los valores son aplicables al concreto de peso normal y $f_y = 60,000$

lb./pulg.². Para otros casos, la altura mínima h debe modificarse de acuerdo con 9.3.1.1.1 a 9.3.1.1.3, según corresponda.

9.3.1.1.1 Para f_y distinto de 60,000 lb./pulg.², los valores de la Tabla 9.3.1.1 deben multiplicarse por $(0.4 + f_y/100,000)$

mayor que el refuerzo preeforzado, no es posible que la fuerza de preefuerzo haga fallar el miembro por pandeo.

R9.2.4 Sistema de vigas T

R9.2.4.1 Para sistemas monolíticos o totalmente compuestos, las vigas incluyen porciones de losa actuando como alas.

R9.2.4.3 Véase R7.5.2.3.

R9.2.4.4 La Fig. R9.2.4.43 muestra dos ejemplos de la porción de losa que debe ser considerada en el diseño a torsión.

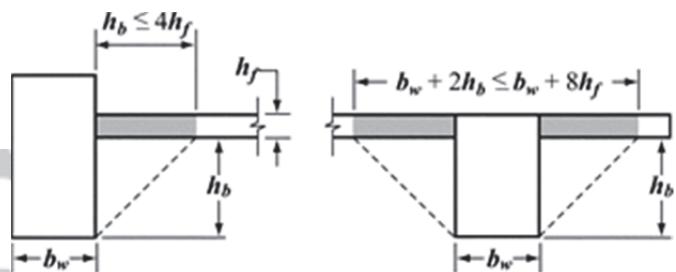


Fig. R9.2.4.4 — Ejemplos de la porción de losa que debe incluirse en el diseño para torsión.

9.3 — Límites de diseño

9.3.1 Altura mínima de la viga

9.3.1.1 Para la aplicación de estas requisitos a vigas de concreto compuestas, véase R9.3.2.2.

R9.3.1.1.1 La modificación para f_y es aproximada, no obstante, debe conducir a resultados conservadores para las

REGLAMENTO

9.3.1.1.2 Para vigas no preeforzadas construidas con concreto liviano con densidad w_c dentro del intervalo entre 90 y 115 lb./pie³, los valores de la Tabla 9.3.1.1 deben multiplicarse por el mayor entre (a) y (b):

- (a) **1.65 – 0.005 w_c**
- (b) **1.09**

9.3.1.1.3 Para vigas compuestas no preeforzadas construidas con una combinación de concreto liviano y concreto de peso normal, apuntaladas durante su construcción y donde el concreto liviano se encuentra en compresión, se debe aplicar el modificador de 9.3.1.1.2.

9.3.1.2 Se puede incluir el espesor del acabado de piso de concreto en la altura h siempre y cuando se construya monolíticamente con la viga o cuando el acabado del piso se diseñe como compuesto con la viga, de acuerdo con 16.4.

9.3.2 Límites de las deflexiones calculadas

9.3.2.1 Para las vigas no preeforzadas que no cumplen con 9.3.1 y para vigas preeforzadas, las deflexiones inmediatas y a largo plazo se deben calcular de acuerdo con 24.2 y no deben exceder los límites de 24.2.2.

9.3.2.2 Para vigas de concreto compuestas no preeforzadas que cumplen con 9.3.1, no se necesita calcular las deflexiones que ocurren después de que el elemento se vuelve compuesto. Las deflexiones que ocurren antes que el elemento se vuelva compuesto deben investigarse, excepto si la altura del elemento antes de la acción compuesta también cumple con 9.3.1.

9.3.3 Límite de la deformación unitaria del refuerzo en vigas no preeforzadas

9.3.3.1 Para vigas no preeforzadas, con $P_u \leq 0.10f'_cA_g, \epsilon_t$ debe ser al menos 0.004.

COMENTARIO

cuantías típicas de refuerzo para valores de f_y entre 40,000 y 80,000 lb./pulg.².

R9.3.1.1.2 La modificación para el concreto liviano se basa en los resultados y discusiones de ACI 213R. No se dan correcciones para concreto con w_c mayor de 115 lb./pie³ debido a que el factor de corrección es cercano a la unidad en este intervalo.

R9.3.2 Límites de las deflexiones calculadas

R9.3.2.2. Los límites de la Tabla 9.3.1.1 se aplican a toda la altura de las vigas compuestas no preeforzadas apuntaladas durante la construcción cuando, después de retirar los apoyos temporales la carga muerta es resistida por toda la sección compuesta. En construcción no apuntalada, la altura de la viga bajo estudio depende de si la deflexión se considera antes o después de lograr una acción compuesta efectiva.

Se deben considerar las deflexiones adicionales debidas a flujo plástico y retracción excesivos debido a que se carguen prematuramente. Esto es especialmente importante a edades tempranas cuando el contenido de humedad es alto y la resistencia es baja.

La transferencia del cortante horizontal por adherencia directa es importante cuando se deben evitar las deflexiones excesivas por deslizamiento. Las llaves de cortante son un medio para transferir el cortante, pero no actúan hasta que el deslizamiento ocurre.

R9.3.3 Límite de la deformación unitaria del refuerzo en vigas no preeforzadas

R9.3.3.1 El efecto de esta limitación es restringir la cuantía de refuerzo en vigas no preeforzadas para mitigar el comportamiento frágil a flexión en caso de ocurrir una sobrecarga. Esta limitación no aplica a vigas preeforzadas.

REGLAMENTO**COMENTARIO****9.3.4. Límites de los esfuerzos en vigas preeesforzadas**

9.3.4.1 Las vigas preeesforzadas se deben clasificar como Clase U, T o C de acuerdo con 24.5.2.

9.3.4.2 Los esfuerzos en las vigas preeesforzadas inmediatamente después de transferencia y bajo cargas de servicio no deben exceder los esfuerzos admisibles de 24.5.3 y 24.5.4.

9.4 — Resistencia requerida**9.4.1 Generalidades**

9.4.1.1 La resistencia requerida se debe calcular de acuerdo con las combinaciones de mayoración de carga del Capítulo 5.

9.4.1.2 La resistencia requerida se debe calcular de acuerdo con los procedimientos de análisis del Capítulo 6.

9.4.1.3 Para vigas preeesforzadas, los efectos de las reacciones inducidas por el preeesfuerzo deben tenerse en cuenta de acuerdo con 5.3.11.

9.4.2 Momento mayorado

9.4.2.1 En vigas construidas integralmente con sus apoyos, se puede calcular M_u en los apoyos en la cara de ellos.

9.4.3 Cortante mayorado

9.4.3.1 En vigas construidas integralmente con sus apoyos, V_u puede calcularse en la cara del apoyo.

9.4.3.2 Las secciones ubicadas entre la cara de apoyo y una sección crítica localizada a d de la cara del apoyo en vigas no preeesforzadas y a $h/2$ de la cara del apoyo en vigas preeesforzadas, se pueden diseñar para el V_u en la sección crítica si se cumplen todas las condiciones de (a) hasta (c):

- (a) La reacción del apoyo en dirección del cortante aplicado introduce compresión en la zona extrema de la viga.
- (b) Las cargas se aplican sobre, o cerca, de la cara superior de la viga.
- (c) No se aplica ninguna carga concentrada entre la cara del apoyo y la sección crítica.

R9.4 — Resistencia requerida**R9.4.3 Cortante mayorado**

R9.4.3.2 La fisura inclinada más cercana al apoyo de la viga en la Figura R9.4.3.2(a) se extiende hacia arriba desde la cara del apoyo y alcanza la zona de compresión a una distancia de aproximadamente d medida desde la cara del apoyo. Si las cargas se aplican en la parte superior de la viga, los estribos que atraviesan esta fisura solo deben resistir la fuerza cortante debida a las cargas que actúan más allá de d (cuerpo libre a la derecha en la Fig. R9.4.3.2(a)). Las cargas aplicadas a la viga entre la cara del apoyo y el punto a una distancia d medida desde la cara se transfieren directamente al apoyo por compresión en el alma en la zona localizada por encima de la fisura. Consecuentemente, el Reglamento permite que se diseñe para la fuerza máxima de cortante mayorado V_u a una distancia d del apoyo para elementos no preeesforzados, y a una distancia $h/2$ para elementos preeesforzados.

En la Figura R9.4.3.2(b) se muestran cargas que actúan cerca de la cara inferior de la viga. En este caso, la sección crítica está en la cara del apoyo. Las cargas que actúan cerca del apoyo deben transferirse a través de la fisura inclinada que se extiende hacia arriba desde la cara del apoyo. La fuerza cortante que actúa en la sección crítica debe incluir todas las cargas aplicadas por debajo de la fisura inclinada potencial.

Las condiciones típicas de apoyo donde se puede utilizar la fuerza cortante a una distancia d del apoyo incluyen:

REGLAMENTO

COMENTARIO

(a) Vigas sostenidas por apoyo en la base de la viga, tales como la que se muestra en la Fig. R9.4.3.2(c).

(b) Vigas unidas monolíticamente a columnas, como se muestra en la Figura R9.4.3.2(d).

Las condiciones típicas de apoyo donde la sección crítica se localiza en la cara de apoyo incluyen:

(a) Vigas unidas a un miembro de apoyo en tracción, tales como se ilustra en la Figura R9.4.3.2(e). También debe investigarse el cortante dentro de la conexión y colocarse refuerzo especial en las esquinas.

(b) Vigas en las cuales las cargas no están aplicadas sobre o cerca de la cara superior del miembro como se discutió previamente e ilustró en la Figura R9.4.3.2(b).

(c) Vigas cargadas de tal manera que el cortante en las secciones entre el apoyo y una distancia d difieren radicalmente del cortante a una distancia d . Esto se presenta comúnmente en ménsulas y en vigas en las cuales hay una carga concentrada cerca del apoyo, tal como se muestra en la Figura R9.4.3.2(f).

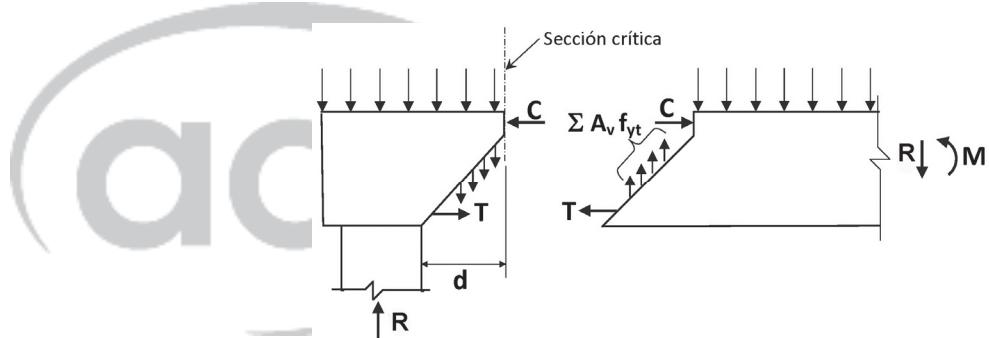


Fig. R9.4.3.2(a) — Diagramas de cuerpo libre en el extremo de la viga.

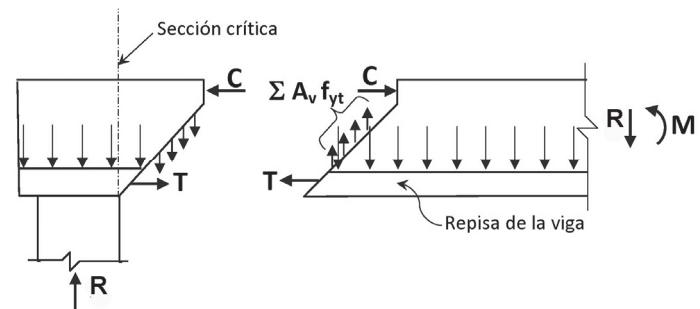
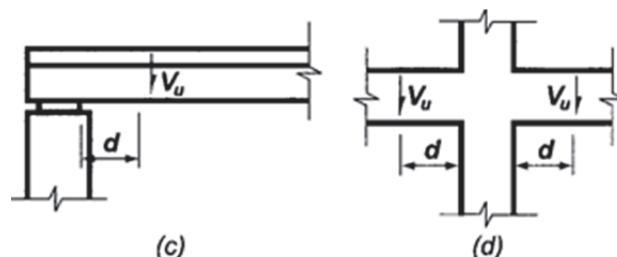


Fig. R9.4.3.2(b) — Ubicación de la sección crítica de cortante en un elemento cargado cerca de su cara inferior.

REGLAMENTO

COMENTARIO



9

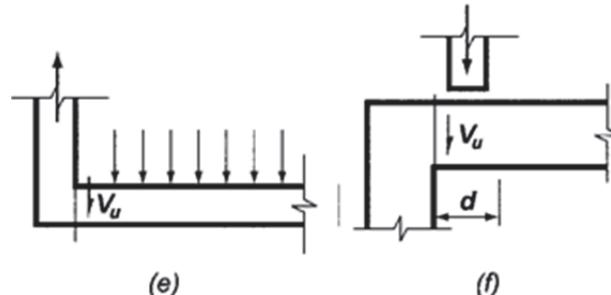


Fig. R9.4.3.2 (c), (d), (e) y (f) — Condiciones típicas del apoyo para localizar la fuerza cortante mayorada V_u .

9.4.4 Torsión mayorada

R9.4.4 Torsión mayorada

9.4.4.1 A menos que se determine por medio de un análisis más exacto, se permite tomar las cargas torsionales provenientes de una losa como uniformemente distribuidas a lo largo de la viga.

9.4.4.2 En vigas construidas monolíticamente con sus apoyos, se permite calcular T_u en la cara de apoyo.

9.4.4.3 Las secciones ubicadas entre la cara de apoyo y una sección crítica ubicada a d de la cara del apoyo en vigas no presforzadas, y a $h/2$ de la cara del apoyo en vigas presforzadas, se pueden diseñar para T_u en esa sección crítica a menos que ocurra un torque concentrado dentro de esa distancia. En tal caso, la sección crítica de diseño debe ser la cara del apoyo.

9.4.4.4 Se permite reducir T_u de acuerdo con 22.7.3.

9.5 — Resistencia de diseño

9.5.1 Generalidades

9.5.1.1 Para cada combinación de mayoración de carga aplicable, la resistencia de diseño en todas las secciones debe cumplir con $\phi S_n \geq U$ incluyendo de (a) hasta (d). Debe tenerse en cuenta la interacción entre los efectos de las cargas.

- (a) $\phi M_n \geq M_u$
 (b) $\phi V_n \geq V_u$
 (c) $\phi T_n \geq T_u$
 (d) $\phi P_n \geq P_u$

R9.4.4.3 Es frecuente el caso de vigas que se unen a un lado de vigas maestras cerca del apoyo de éstas. En este caso, una fuerza de corte y un torque concentrados son aplicados a la viga maestra.

R9.5 — Resistencia de diseño

R9.5.1 Generalidades

R9.5.1.1 Las condiciones de diseño de 9.5.1.1(a) hasta (d) indican las fuerzas y momentos típicos que deben considerarse. No obstante, el requisito general $\phi S_n \geq U$ indica que todas las fuerzas y momentos que sean relevantes para una estructura dada deben tenerse en cuenta.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

9.5.1.2 El valor de ϕ debe ser el dado en 21.2.

9.5.2 Momento

9.5.2.1 Cuando $P_u < 0.10 f'_c A_g$, se debe calcular ϕM_n de acuerdo con 22.3.

9.5.2.2 Cuando $P_u \geq 0.10 f'_c A_g$, se debe calcular ϕM_n de acuerdo con 22.4.

9.5.2.3 En las vigas preeforzadas, los tendones externos se deben considerar como tendones no adheridos para efectos de calcular la resistencia a flexión, a menos que los tendones externos estén efectivamente adheridos a la sección de concreto en toda su longitud.

9.5.3 Cortante

9.5.3.1 V_n debe calcularse de acuerdo con 22.5.

9.5.3.2 En vigas de concreto compuestas, la resistencia a cortante horizontal V_{nh} debe calcularse de acuerdo con 16.4.

9.5.4 Torsión

9.5.4.1 Si $T_u < \phi T_{th}$, donde T_{th} está dado en 22.7, se pueden despreciar los efectos de la torsión. En este caso no es necesario cumplir con los requisitos para refuerzo mínimo de 9.7.5 y 9.7.6.3.

9.5.4.2 T_n debe calcularse de acuerdo con 22.7.

9.5.4.3 El refuerzo longitudinal y transversal requerido por torsión debe agregarse al necesario para V_u , M_u y P_u que actúan en combinación con la torsión.

R9.5.2 Momento

R9.5.2.2 En las vigas que resistan fuerzas axiales significativas se requiere considerar los efectos combinados de fuerzas axiales y momentos. No es necesario que estas vigas cumplan con las requisitos del Capítulo 10, pero deben cumplir con los requisitos adicionales para estribos y espirales definidos en la Tabla 22.4.2.1. Para vigas esbeltas con cargas axiales significativas, se deben considerar los efectos de la esbeltez, como se requiere para las columnas en 6.2.6.

R9.5.4 Torsión

R9.5.4.3 Los requisitos de refuerzo para torsión y refuerzo cortante se suman y se deben colocar estribos, como mínimo en la cantidad total requerida. Dado que el área de refuerzo A_v para cortante se define en términos de todas las ramas de un estribo dado, mientras que el área de refuerzo A_t para torsión se define en términos de una sola rama, la suma del área de refuerzo transversal se realiza de la siguiente manera:

$$\text{Total} \left(\frac{A_{v+t}}{s} \right) = \frac{A_v}{s} + 2 \frac{A_t}{s} \quad (\text{R9.5.4.3})$$

Si un grupo de estribos tiene más de dos ramas para cortante, sólo las ramas adyacentes a los costados de la viga se incluyen en la suma, dado que las ramas interiores no son efectivas para torsión.

El refuerzo longitudinal requerido para torsión se suma en cada sección al refuerzo requerido para la flexión que actúa



REGLAMENTO

COMENTARIO

9

9.5.4.4 En vigas preeesforzadas, el área total del refuerzo longitudinal, A_s y A_{ps} , en cada sección, debe ser la requerida para resistir el momento M_u en dicha sección más una fuerza concéntrica longitudinal adicional de tracción igual a $A_\ell f_y$ calculada con base en el valor de T_u en esa sección.

simultáneamente con la torsión. El refuerzo longitudinal se escoge entonces para esta suma, pero no debe ser menor que la cantidad requerida para el momento flector máximo en esa sección si éste excede el momento que actúa simultáneamente con la torsión. Si el momento flector máximo se produce en una sección, por ejemplo en el centro de la luz, mientras que la torsión máxima se produce en otra, tal como el apoyo, el acero longitudinal total requerido puede ser menor que el obtenido sumando el máximo acero por flexión más el máximo acero para torsión. En tal caso, el acero longitudinal requerido se evalúa en varias localizaciones.

R9.5.4.4 La torsión produce una fuerza axial de tracción en el refuerzo longitudinal equilibrada por la fuerza en los puntales diagonales a compresión del concreto. En vigas no preeesforzadas, la fuerza de tracción debe ser resistida por el refuerzo longitudinal que tiene una resistencia axial a tracción de $A_\ell f_y$. Este refuerzo es adicional al refuerzo por flexión requerido y se distribuye uniformemente dentro y alrededor del perímetro del refuerzo transversal cerrado de manera que la resultante $A_\ell f_y$ actúe a lo largo del eje del elemento.

En una viga preeesforzada, se puede seguir el mismo procedimiento (colocar barras adicionales de refuerzo con una resistencia $A_\ell f_y$), o utilizando la sobre resistencia aportada por el acero de preeesforzado para resistir parte de la fuerza axial $A_\ell f_y$. El esfuerzo en el acero preeesforzado para el estado de resistencia nominal está en el intervalo entre f_{se} y f_{ps} . Una parte de la fuerza $A_\ell f_y$ puede ser resistida por la fuerza $A_{ps} \Delta f_{pt}$ en el acero de preeesforzado, donde Δf_{pt} es la diferencia entre el esfuerzo que puede ser desarrollado en el torón en la sección bajo consideración y el esfuerzo requerido para resistir el momento de flexión en esa sección, M_u . El esfuerzo requerido para resistir el momento de flexión puede calcularse como $M_u / (\phi 0.9 d_p A_{ps})$. Para torones pretensados, el esfuerzo que puede ser desarrollado cerca del extremo libre del torón puede ser calculado usando el procedimiento ilustrado en la Fig. R25.4.8.3.

R9.5.4.5 La tracción longitudinal debida a torsión se compensa en parte por la compresión en la zona de compresión por flexión, permitiendo una reducción en el acero longitudinal para torsión requerido en la zona de compresión.

9.5.4.5 Se permite reducir el área de refuerzo longitudinal para torsión en la zona de compresión en una cantidad igual a $M_u / (\phi 0.9 d f_y)$, cuando M_u ocurre en esa sección simultáneamente con T_u , pero el área de refuerzo longitudinal no debe ser menor que el mínimo requerido por 9.6.4.

9.5.4.6 Para secciones sólidas, con una relación de aspecto, $h/b_t \geq 3$, se puede utilizar otro procedimiento de diseño alternativo, siempre y cuando su bondad se haya demostrado por análisis y concordancia con resultados de ensayos de alcance apropiado. No hay necesidad de cumplir los requisitos de refuerzo mínimo de 9.6.4 pero sí se deben cumplir los requisitos de detallado de 9.7.5 y 9.7.6.3.

R9.5.4.6 Un ejemplo de una alternativa de diseño que cumple con 9.5.4.6 se encuentra en Zia and Hsu (2004), que ha sido extensa y exitosamente usada en el diseño de vigas dintel prefabricadas preeesforzadas con $h/b_t \geq 3$ y estribos cerrados. La séptima edición del *PCI Design Handbook* (PCI MNL-120) describe el procedimiento de Zia and Hsu (2004). Este procedimiento fue verificado experimentalmente por medio de los ensayos descritos en Klein (1986).

REGLAMENTO

9.5.4.7 Para las secciones sólidas prefabricadas con una relación de aspecto, $h/b_t \geq 4.5$, se puede utilizar otro procedimiento de diseño alternativo y refuerzo abierto en el alma, siempre y cuando la bondad del procedimiento y refuerzo se hayan demostrado por análisis y concordancia con resultados de ensayos experimentales de alcance apropiado. No hay necesidad de cumplir los requisitos de refuerzo mínimo de 9.6.4 ni los requisitos de detallado de 9.7.5 y 9.7.6.3.

9.6 — Límites del refuerzo

9.6.1 Refuerzo mínimo para flexión en vigas no preeforzadas

9.6.1.1 Se debe colocar un área mínima de refuerzo para flexión $A_{s,min}$ en toda sección donde el análisis requiera refuerzo a tracción.

9.6.1.2 $A_{s,min}$ debe ser mayor que (a) y (b), excepto en lo dispuesto en 9.6.1.3. Para una viga estáticamente determinada con el ala en tracción, el valor de b_w debe tomarse como el menor entre b_f y $2b_w$.

$$(a) \frac{3\sqrt{f_c}}{f_y} b_w d$$

$$(b) \frac{200}{f_y} b_w d$$

9.6.1.3 Si el A_s colocado en todas las secciones es como mínimo mayor en un tercio que el A_s requerido por el análisis, no es necesario cumplir con los requisitos de 9.6.1.1 y 9.6.1.2.

9.6.2 Refuerzo mínimo para flexión en vigas preeforzadas

9.6.2.1 En vigas con refuerzo preeforzado adherido, la cantidad total de A_s y A_{ps} debe ser la adecuada para resistir

COMENTARIO

R9.5.4.7 El programa experimental descrito por Lucier et al. (2011a) demuestra que refuerzo del alma abierto apropiadamente detallado es una alternativa efectiva y segura en lugar de los estribos cerrados tradicionalmente utilizados en vigas dintel con $h/b_t \geq 4.5$. Lucier et al. (2011a) presentan un procedimiento de diseño que cumple con los requisitos de la presente sección para vigas dintel esbeltas y describen los límites bajo las cuales el procedimiento es aplicable.

9.6 — Límites del refuerzo

R9.6.1 Refuerzo mínimo para flexión en vigas no preeforzadas

R9.6.1.1 Este requisito tiene la intención de que la resistencia a flexión exceda la resistencia de fisuración con un margen apropiado. El objetivo es producir una viga que sea capaz de sostener carga después del comienzo de la fisuración por flexión, con fisuración y deflexiones visibles, de modo que adviertan de una posible sobrecarga. Las vigas con menor cuantía de refuerzo pueden sufrir fallas repentinas al comienzo de la fisuración por flexión.

En la práctica, este requisito controla solamente el diseño del refuerzo para aquellas vigas que, por razones arquitectónicas u otras, tienen sección transversal mayor a la requerida por las consideraciones de resistencia. Cuando la cuantía de refuerzo en tracción es pequeña, el momento resistente calculado como sección de concreto reforzado, usando un análisis de sección fisurada, resulta menor que el correspondiente al de una sección de concreto simple, calculada a partir de su módulo de rotura. La falla en este caso puede ocurrir con la primera fisuración y ser repentina y sin advertencia. Para evitar dicha falla, se requiere una cantidad mínima de refuerzo de tracción, tanto en las regiones de momento positivo como negativo.

R9.6.1.2 Cuando el ala de una sección está en tracción, la cantidad de refuerzo a tracción necesaria para lograr que la resistencia de la sección de concreto reforzado sea igual a la de una sección no reforzada, es alrededor del doble de la correspondiente en una sección rectangular o de la correspondiente en una sección con alas con el ala en compresión. Una mayor cantidad de refuerzo de tracción mínima es necesaria particularmente en voladizos y otros elementos estáticamente determinados donde no exista la posibilidad de redistribuir los momentos.

R9.6.2 Refuerzo mínimo para flexión en vigas preeforzadas

R9.6.2.1 Por razones similares, se requiere una cantidad mínima de refuerzo para flexión como en vigas no

REGLAMENTO

una carga mayorada por lo menos 1.2 veces la carga de fisuración, calculada con el f_r definido en 19.2.3.

COMENTARIO

preesforzadas, tal como se discute en R9.6.1.1.

La falla abrupta a flexión que se produce inmediatamente después de la fisuración no ocurre cuando el acero de preesfuerzo no está adherido (ACI 423R); por lo tanto, este requisito no se aplica a los elementos con tendones no adheridos.

9.6.2.2 En vigas con resistencia de diseño tanto a flexión como a cortante de al menos el doble de la resistencia requerida, se permite omitir el cumplimiento de 9.6.2.1.

9.6.2.3 En vigas con tendones no adheridos, el área mínima de refuerzo longitudinal corrugado adherido $A_{s,min}$ debe ser:

$$A_{s,min} = 0.004 A_{ct} \quad (9.6.2.3)$$

donde A_{ct} es el área de la porción de la sección transversal localizada entre la cara de tracción en flexión y el centroide de la sección bruta.

9.6.3 Refuerzo mínimo a cortante

9.6.3.1 Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todas las secciones donde $V_u > 0.5\phi V_c$ excepto en los casos dados en la Tabla 9.6.3.1. Para estos casos se debe proporcionar al menos $A_{v,min}$ cuando $V_u > \phi V_c$.

Tabla 9.6.3.1 — Casos donde no se requiere $A_{v,min}$ si

$0.5\phi V_c < V_u \leq \phi V_c$

Tipo de viga	Condiciones
De poca altura	$h \leq 10$ pulg.
Integrales con la losa	$h \leq$ que el mayor de $2.5t_f$ ó $0.5b_w$ y $h \leq 24$ pulg.
Construidas con concreto de peso normal reforzado con fibras de acero, de acuerdo con 26.4.1.5.1(a), 26.4.2.2(d) y 26.12.5.1(a) y con $f'_c \leq 6000$ lb./pulg. ²	$h \leq 24$ pulg. y $V_u \leq \phi 2\sqrt{f'_c b_w d}$
Viguetas en una dirección	De acuerdo con 9.8

R9.6.2.3 El Reglamento requiere un refuerzo corrugado adherido mínimo en vigas preesforzadas con tendones no adheridos para garantizar un comportamiento a flexión al nivel de resistencia última de la viga a diferencia de un comportamiento como arco atirantado, y para limitar el ancho y separación de las fisuras al nivel de cargas de servicio cuando los esfuerzos de tracción en el concreto exceden el módulo de ruptura. La colocación de un refuerzo adherido mínimo ayuda a garantizar un comportamiento apropiado en todas las etapas de carga. La cantidad mínima de refuerzo adherido se basa en investigaciones donde se comparó el comportamiento de vigas postensadas con refuerzo adherido y no adherido (Mattock et al. 1971). El área de refuerzo adherido mínimo requerido por la ecuación (9.6.2.3) es independiente del f_y del refuerzo.

R9.6.3 Refuerzo mínimo a cortante

R9.6.3.1 El refuerzo a cortante restringe el crecimiento de fisuras inclinadas y, por consiguiente, aumenta la ductilidad de la viga y advierte sobre peligro de falla. Por el contrario, en un alma sin refuerzo, la formación de la fisuración inclinado puede conducir directamente a una falla sin advertencia. Este refuerzo es muy importante si un elemento es sometido a una fuerza de tracción imprevista o a una sobrecarga. Por lo tanto, se requiere un área mínima de refuerzo a cortante no menor que la especificada por la Tabla 9.6.3.3 siempre que V_u sea mayor que $0.5\phi V_c$ o mayor que ϕV_c para los casos señalados en la Tabla 9.6.3.1.

Investigaciones (Angelakos et al. 2001, Lubell et al. 2004, Brown et al. 2006, Becker and Buettner 1985, Anderson 1978) han demostrado que vigas de gran altura con poco refuerzo, en especial las construidas con concreto de alta resistencia o con concreto con agregado grueso de tamaño pequeño, pueden fallar a cortante menores del V_c calculado por medio de 22.5.5. Vigas sometidas a cargas concentradas son más susceptibles de exhibir esta vulnerabilidad. Por esta razón, la exclusión para cierto tipo de vigas en la Tabla 9.6.3.1 está restringida para casos en que h no excede 24 pulg. Para vigas con f'_c mayor de 7000 lb./pulg.², se deben considerar el uso de refuerzo mínimo a cortante cuando h es mayor de 18 pulg. y V_u es mayor de $0.5\phi V_c$.

La excepción para vigas construidas usando concreto reforzado con fibras de acero intenta dar una alternativa de diseño para el refuerzo a cortante, como se define en 22.5.10.5, para vigas con refuerzo longitudinal a flexión en

REGLAMENTO

COMENTARIO

las cuales V_u no excede de $\phi 2\sqrt{f'_c}b_w d$. El Capítulo 26 da información y requisitos de diseño que deben incluirse en los documentos de construcción cuando el concreto reforzado con fibras es utilizado para este propósito. Vigas de concreto reforzado con fibras de acero con ganchos o plegadas en las cantidades requeridas en 26.4.2.2(d), han sido demostradas a través de ensayos de laboratorio tener una resistencia a cortante mayor que $3.5\sqrt{f'_c}b_w d$ (Parra-Montesinos 2006). No existen datos para el uso de fibras de acero como refuerzo a cortante en elementos de concreto expuestos a cloruros provenientes de sales descongelantes, sal, agua salada, agua de mar o salpicaduras de esas fuentes. Por lo tanto, cuando se usen fibras de acero como refuerzo a cortante en ambientes corrosivos, debe considerarse protección contra la corrosión.

Las viguetas están excluidas de los requisitos mínimos para el refuerzo a cortante cuando $0.5\phi V_c < V_u \leq V_c$ porque existe la posibilidad de que la carga sea compartida entre las zonas débiles y fuertes.

Aun cuando V_u sea menor que $0.5\phi V_c$, es recomendable el empleo de algún refuerzo del alma en toda alma delgada de elementos postensados tales como viguetas, 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 como soporte para mantener los tendones dentro del perfil de diseño durante la construcción. Cuando no se proporcionan suficientes soportes, pueden resultar desviaciones locales respecto al perfil uniforme parabólico del tendón supuesto en el diseño durante la colocación del concreto. En estos casos, las desviaciones de los tendones tienden a enderezarse cuando se tensionan. Este proceso puede imponer grandes esfuerzos de tracción en el alma y puede desarrollarse fisuración severa cuando no se proporciona refuerzo en el alma. Las curvaturas no intencionales de los tendones, y los esfuerzos de tracción resultantes en el alma, pueden minimizarse amarrando firmemente los tendones a los estribos que estén rígidamente sostenidos en su sitio por otros elementos del refuerzo. El espaciamiento máximo de los estribos utilizados para este fin no debe exceder de **1.5h** ó 4 pies, lo que sea menor. Cuando apliquen, los requisitos del refuerzo para cortante de 9.6.3 y 9.7.6.2.2 requieren espaciamientos menores de los estribos.

Para cargas repetitivas en vigas, la posibilidad de que se formen fisuras inclinadas debidas a la tracción diagonal bajo esfuerzos mucho menores que bajo cargas estáticas debe tenerse en cuenta en el diseño. En estos casos, es prudente utilizar por lo menos el refuerzo mínimo para cortante dado por 9.6.3.3, aún en el caso en que los ensayos y cálculos basados en cargas estáticas muestren que no se requiere refuerzo para cortante.

R9.6.3.2 Cuando se ensaya una viga para demostrar que sus resistencias a cortante y flexión son adecuadas, se conocen las verdaderas dimensiones de la viga y las resistencias de los materiales. Por lo tanto, las resistencias de ensayo se consideran las resistencias nominales V_n y M_n . Considerando estas resistencias como nominales asegura que si las resistencias reales de los materiales son menores que las



REGLAMENTO

COMENTARIO

9.6.3.3 Cuando se requiera refuerzo para cortante y 9.5.4.1 permita que los efectos de torsión sean despreciados, $A_{v,min}$ debe cumplir con la Tabla 9.6.3.3.

Tabla 9.6.3.3 — $A_{v,min}$ requerido

Tipo de viga	$A_{v,min}/s$	
No preeforzadas y preeforzadas con $A_{ps}f_{se} < 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	El mayor de:	$0.75\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$ (a)
		$50 \frac{b_w}{f_{yt}}$ (b)
Preeforzadas con $A_{ps}f_{se} \geq 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	El menor de:	$0.75\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$ (c)
		$50 \frac{b_w}{f_{yt}}$ (d)
		$\frac{A_{ps}f_{pu}}{80f_{yt}d} \sqrt{\frac{d}{b_w}}$ (e)

9.6.4 Refuerzo mínimo para torsión

9.6.4.1 Debe colocarse un área mínima de refuerzo para torsión en todas las secciones donde $T_u \geq \phi T_{th}$ de acuerdo con 22.7.

9.6.4.2 Cuando se requiere refuerzo a torsión, el refuerzo transversal mínimo $(A_v + 2A_t)_{min}/s$ debe ser el mayor de (a) y (b).

$$(a) 0.75\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$$

$$(b) 50 \frac{b_w}{f_{yt}}$$

9.6.4.3 Cuando se requiere refuerzo a torsión, el refuerzo longitudinal mínimo $A_{t,min}$ debe ser el menor entre (a) y (b).

$$(a) \frac{5\sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s} \right) p_h \frac{f_{yt}}{f_y}$$

especificadas, o que si las dimensiones del elemento son erradas, de manera que conduzcan a una reducción de resistencia, se mantiene un margen satisfactorio de seguridad debido al factor de reducción de resistencia, ϕ .

R9.6.3.3 Ensayos (Roller and Russell 1990) han indicado la necesidad de incrementar el área mínima de refuerzo a cortante en la medida que la resistencia del concreto aumenta para evitar las fallas repentinas de cortante cuando se producen fisuras inclinadas. Por lo tanto, las expresiones (a) y (c) de la Tabla 9.6.3.3 llevan a un incremento gradual del área mínima del refuerzo transversal en la medida que la resistencia del concreto aumenta. Las expresiones (b) y (d) de la Tabla 9.6.3.3 llevan a un área mínima de refuerzo transversal independiente de la resistencia del concreto y controlan para resistencias del concreto menores a 4400 lb./pulg.².

Ensayos (Olesen et al. 1967) de vigas preeforzadas con un refuerzo mínimo en el alma basado en 9.6.3.3 han indicado que la menor área A_v de las obtenidas por medio de las expresiones (c) y (e) es suficiente para desarrollar un comportamiento dúctil. La ecuación (e) se discute en (Olesen et al. 1967).

R9.6.4 Refuerzo mínimo para torsión

R9.6.4.2 Deben notarse las diferencias en la definición de A_v y 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. Cuando un grupo de estribos tiene más de dos ramas, sólo se consideran las ramas adyacentes a los lados de la viga, como se discute en R9.5.4.3.

Ensayos (Roller and Russell 1990) de vigas de concreto de alta resistencia indican la necesidad de incrementar el área mínima de refuerzo para cortante con el fin de evitar fallas a cortante cuando se presenta fisuración inclinada. Aunque existe un número limitado de ensayos de vigas con concreto de alta resistencia sometidas a torsión, la ecuación para el área mínima de estribos cerrados transversales se ha hecho congruente con los cálculos requeridos para el refuerzo mínimo para cortante.

R9.6.4.3 En vigas sometidas a cortante y torsión combinados, el momento de fisuración torsional decrece con el cortante aplicado, lo que lleva a una reducción en el refuerzo a torsión requerido para prevenir una falla frágil inmediatamente después de la fisuración. Vigas de concreto reforzado ensayadas a torsión pura con refuerzo para torsión menor de uno por ciento en volumen de fallaron cuando se presentó la primera fisuración torsional (MacGregor and Ghoneim 1995). La ecuación 9.6.4.3(a) se basa en una relación 2:1 entre el esfuerzo a torsión y el esfuerzo a

REGLAMENTO

$$(b) \frac{5\sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{25b_w}{f_{yt}} \right) p_h \frac{f_{yt}}{f_y}$$

9.7 — Detallado del refuerzo

9.7.1 Generalidades

9.7.1.1 El recubrimiento de concreto del refuerzo debe cumplir con 20.6.1.

9.7.1.2 Las longitudes de desarrollo del refuerzo corrugado y preesforzado deben calcularse de acuerdo con 25.4.

9.7.1.3 Los empalmes del refuerzo corrugado deben cumplir con 25.5.

9.7.1.4 Los paquetes de barras deben cumplir con 25.6.

9.7.2 Espaciamiento del refuerzo

9.7.2.1 El espaciamiento mínimo s debe cumplir con 25.2.

9.7.2.2 En vigas no preesforzadas y en vigas preesforzadas Clase C, el espaciamiento del refuerzo longitudinal adherido más cercano a la cara en tracción no debe ser mayor a s requerido en 24.3.

9.7.2.3 En vigas no preesforzadas y en vigas preesforzadas Clase C, con h mayor de 36 pulg., debe colocarse refuerzo superficial longitudinal uniformemente distribuido en ambas caras laterales de la viga dentro de una distancia $h/2$ medida desde la cara en tracción. El espaciamiento del refuerzo superficial no debe ser mayor a s indicado en 24.3.2, donde c_c es el recubrimiento libre medido desde la superficie del refuerzo superficial a la cara lateral. Se puede incluir el refuerzo superficial en el cálculo de la resistencia únicamente si se hace un análisis de compatibilidad de deformaciones.

COMENTARIO

cortante, lo cual conduce a una relación volumétrica de aproximadamente 0.5 por ciento (Hsu 1968). Ensayos de vigas de concreto preesforzado demostraron que se requiere una cantidad similar de refuerzo longitudinal.

R9.7 — Detallado del refuerzo

R9.7.2 Espaciamiento del refuerzo

R9.7.2.3 En vigas relativamente altas debe colocarse algún refuerzo longitudinal cerca de las caras verticales en la zona de tracción con el fin de controlar la fisuración en el alma (Frantz and Breen 1980, Frosch 2002) como se aprecia en la Fig. R9.7.2.3. Si no se coloca este acero auxiliar, el ancho de las fisuras en el alma puede exceder el ancho de las fisuras al nivel del refuerzo de tracción por flexión.

No se especifica el diámetro del refuerzo superficial; investigaciones han indicado que el espaciamiento, más que el tamaño de las barras, es de primordial importancia (Frosch 2002). Típicamente se colocan barras desde No. 3 hasta No. 5, o refuerzo electrosoldado de alambre con un área mínima de 0.1 pulg.² por pie de altura.

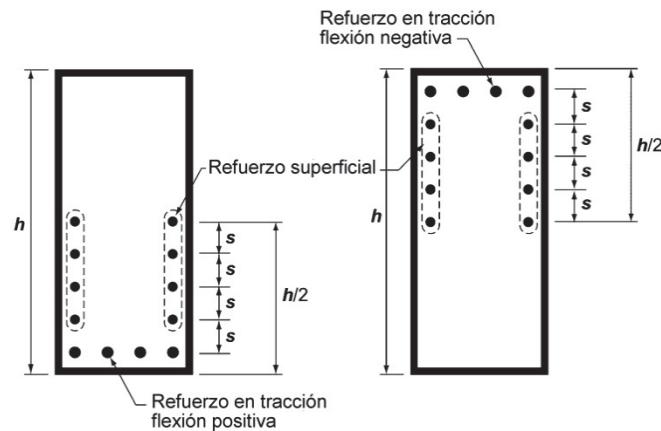


Fig. R9.7.2.3 — Refuerzo superficial para vigas y viguetas con $h > 36$ pulg.

REGLAMENTO**COMENTARIO****9.7.3 Refuerzo a flexión en vigas no preeforzadas**

9.7.3.1 La fuerza a tracción o compresión calculada en el refuerzo en cada sección de la viga debe ser desarrollada hacia cada lado de dicha sección.

9.7.3.2 Las secciones críticas para el desarrollo del refuerzo son los puntos donde se presentan esfuerzos máximos y los puntos dentro del vano donde el refuerzo a tracción doblado o terminado ya no es necesario para resistir flexión.

R9.7.3 Refuerzo a flexión en vigas no preeforzadas

R9.7.3.2 En los Reglamentos anteriores a 2014, una de las secciones críticas se definía como donde termina o se dobla el refuerzo adyacente. En el Reglamento de 2014, esta sección crítica se redefinió como “donde el refuerzo a tracción doblado o terminado ya no es necesario para resistir flexión”.

En la Figura R9.7.3.2, las secciones críticas para una viga continua típica se indican con una “c” en los puntos de esfuerzo máximo o una “x” donde el refuerzo a tracción doblado o terminado ya no es necesario para resistir flexión. Para carga uniforme, el refuerzo positivo que se extiende dentro del apoyo es probable que esté controlado por los requisitos de 9.7.3.8.1 ó 9.7.3.8.3 y no por consideraciones de longitud de desarrollo medida a partir del punto de momento máximo o del punto de terminación de las barras.

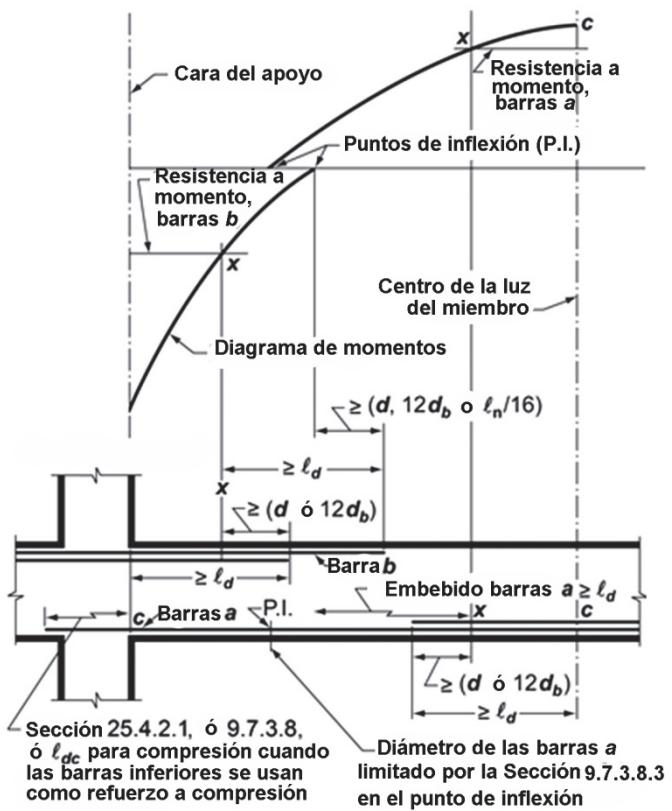


Fig. R9.7.3.2 — Longitud de desarrollo del refuerzo por flexión en una viga continua típica.

9.7.3.3 El refuerzo se debe extender más allá del punto en el que ya no es necesario para resistir flexión, en una distancia igual al mayor entre d y $12d_b$, excepto en los apoyos de vigas simplemente apoyadas y en el extremo libre de voladizos.

R9.7.3.3 Los diagramas de momento que generalmente se utilizan en diseño son aproximados; pueden producirse algunas desviaciones en la ubicación de los momentos máximos debido a cambios en las cargas, asentamientos de los apoyos, cargas laterales u otras causas. Una fisura de tracción diagonal en un elemento a flexión sin estribos puede cambiar la ubicación del esfuerzo de tracción calculado ,

REGLAMENTO

COMENTARIO

aproximadamente una distancia d , hacia un punto de momento igual a cero. Cuando se colocan estribos, este efecto es menos severo, aunque en cierta medida sigue estando presente.

Para tener en cuenta las variaciones en la localización de los momentos máximos, el Reglamento requiere la extensión del refuerzo por una distancia d ó $12d_b$ más allá del punto donde se calcula que ya no se requiere para resistir la flexión, excepto en los casos mencionados. En la Figura R9.7.3.2 se ilustran los puntos de terminación 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 terminando.

9.7.3.4 El refuerzo continuo en tracción por flexión debe tener una longitud embebida no menor que ℓ_d más allá del punto en donde el refuerzo doblado o terminado ya no se requiere para resistir la flexión.

9.7.3.5 El refuerzo en tracción por flexión no debe terminarse en una zona de tracción, a menos que se cumpla (a), (b) o (c).

- (a) $V_u \leq (2/3)\phi V_n$ en el punto de terminación;
- (b) Para barras No. 11 y menores, cuando el refuerzo que continúa proporciona el doble del área requerida por flexión en el punto de terminación y $V_u \leq (3/4)\phi V_n$;
- (c) Se proporciona un área de estribos o estribos cerrados de confinamiento que excede lo requerido para cortante y torsión a lo largo de cada barra o alambre que termina por una distancia medida a partir del punto de terminación del refuerzo igual a $(3/4)d$. El área de estribos en exceso no debe ser menor que $60b_w s / f_{yt}$. El espaciamiento s no debe exceder $d/(8\beta_b)$.

9.7.3.6 Se debe proporcionar un anclaje adecuado para el refuerzo en tracción en donde el esfuerzo en el refuerzo no es directamente proporcional al momento, como ocurre en vigas inclinadas, escalonadas o de sección variable, o en elementos en los cuales el refuerzo de tracción no es paralelo a la cara de compresión.

9.7.3.7 Se permite desarrollar el refuerzo a tracción doblándolo dentro del alma para anclarlo o hacerlo continuo con el refuerzo de la cara opuesta de la viga.

R9.7.3.4 Donde se terminan barras adyacentes en zonas en tracción se presentan picos en los esfuerzos en las barras restantes. En la Figura R9.7.3.2 se usa la letra "x" para indicar los puntos donde el refuerzo a tracción terminado ya no es necesario para resistir flexión. Si las barras fueran terminadas en esta ubicación (la ubicación requerida de la terminación está más allá de este punto, según 9.7.3.3), estos esfuerzos máximos en las barras continuas alcanzarían f_y en el punto "x", lo cual requiere una prolongación ℓ_d completa como se indica.

R9.7.3.5 Se han reportado evidencias de reducción de la resistencia a cortante y de pérdida de ductilidad cuando se terminan las barras en una zona en tracción, como se muestra en la Figura R9.7.3.2. Como resultado, el Reglamento no permite que el refuerzo por flexión termine en zonas de tracción, a menos que se cumplan ciertas condiciones adicionales. En zonas de tracción, las fisuras por flexión tienden a abrirse a niveles bajos de carga donde se termina cualquier refuerzo. Si el esfuerzo en el refuerzo que continúa y la resistencia al cortante se aproximan ambos a sus valores límites, las fisuras de tracción diagonal tienden a desarrollarse prematuramente a partir de fisuras de flexión. Es poco probable que las fisuras diagonales se formen en donde el esfuerzo a cortante es bajo (véase 9.7.3.5(a)) o donde el esfuerzo del refuerzo a flexión es bajo (9.7.3.5(b)). Las fisuras diagonales se pueden restringir disminuyendo la separación de los estribos (9.7.3.5(c)). Estos requisitos no se aplican a empalmes a tracción, los cuales están cubiertos por 25.5.

R9.7.3.7 Una barra doblada hacia la cara opuesta de la viga para hacerla continua debe ser considerada como efectiva para cumplir con 9.7.3.3 en el punto donde la barra cruza la media altura del elemento.

REGLAMENTO**COMENTARIO****9.7.3.8 Terminación del refuerzo**

9.7.3.8.1 En los apoyos simples, por lo menos un tercio del refuerzo máximo para momento positivo se debe prolongar a lo largo de la cara inferior de la viga dentro del apoyo por lo menos 6 pulg., excepto en vigas prefabricadas, en las cuales este refuerzo debe extenderse al menos hasta el centro de la longitud del apoyo.

9

9.7.3.8.2 En otros apoyos, por lo menos un cuarto del refuerzo máximo para momento positivo se debe prolongar a lo largo de la cara inferior de la viga por lo menos 6 pulg. dentro del apoyo, y si la viga hace parte del sistema principal de resistencia ante cargas laterales, debe anclarse para desarrollar f_y en la cara del apoyo.

9.7.3.8.3 En los apoyos simples y en los puntos de inflexión, d_b para el refuerzo en tracción que resiste momento positivo debe limitarse de manera que ℓ_d para ese refuerzo cumpla con (a) o (b). Cuando el refuerzo termina más allá del centro del apoyo con un gancho estándar o en un anclaje mecánico equivalente al menos a un gancho estándar, no es necesario cumplir con (a) o (b).

- (a) $\ell_d \leq (1.3M_n/V_u + \ell_a)$ cuando los extremos del refuerzo estén confinados por una reacción de compresión.
- (b) $\ell_d \leq (M_n/V_u + \ell_a)$ cuando los extremos del refuerzo no estén confinados por una reacción de compresión.

M_n se calcula suponiendo que todo el refuerzo de la sección está sometido a f_y y V_u se calcula en la sección. En el apoyo, ℓ_a es la longitud embebida más allá del centro del apoyo. En el punto de inflexión, ℓ_a es la longitud embebida más allá del punto de inflexión y está limitada al mayor valor entre d y $12d_b$.

R9.7.3.8 Terminación del refuerzo

R9.7.3.8.1 Se requiere que el refuerzo para momento positivo se prolongue dentro del apoyo, con el fin de tener en cuenta cambios en los momentos debido a variaciones en la carga, asentamiento de los apoyos y cargas laterales. Esto también aumenta la integridad estructural.

Para vigas prefabricadas, se deben considerar las tolerancias y el recubrimiento del refuerzo para evitar apoyarlas sobre concreto simple donde el refuerzo se ha descontinuado.

R9.7.3.8.2 Para vigas que sean parte del sistema de resistencia antes cargas laterales, se requiere el desarrollo del refuerzo para momento positivo para dar ductilidad en el caso de una reversión de momentos.

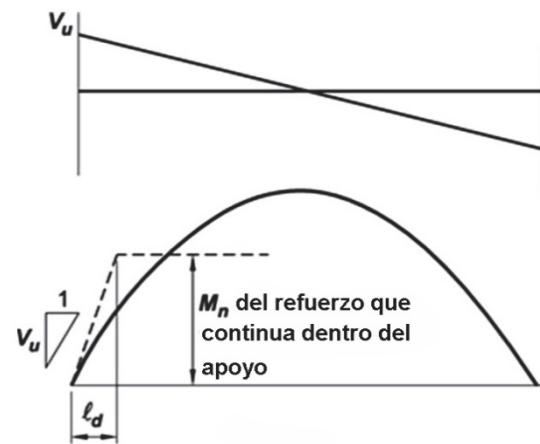
R9.7.3.8.3 El diámetro del refuerzo de momento positivo se debe limitar para asegurar que las barras se desarrollen en una distancia lo suficientemente corta de modo que la capacidad del momento positivo sea mayor que el momento aplicado en toda la longitud de la viga. Como se aprecia en la Fig. R9.7.3.8.3(a), la pendiente del diagrama del momento es V_u mientras que la pendiente de desarrollo del momento es M_n/ℓ_d , donde M_n es la resistencia nominal a flexión de la sección transversal. Al dimensionar el refuerzo de modo que la pendiente de capacidad M_n/ℓ_d iguale o exceda la pendiente de demanda, V_u , se proporciona el desarrollo adecuado. Por lo tanto, M_n/V_u representa la longitud de desarrollo disponible. En condiciones de apoyo favorables, se permite un 30 por ciento de aumento para M_n/V_u cuando los extremos del refuerzo estén confinados por una reacción de compresión.

La aplicación de este requisito se encuentra ilustrada en la Fig. R9.7.3.8.3(b) para apoyos simples y en la Figura R9.7.3.8.3(c) para los puntos de inflexión. Por ejemplo, en el apoyo simple de una viga, el diámetro de la barra que se coloque será satisfactorio si ℓ_d , calculado de acuerdo con 25.4.2, no excede $1.3M_n/V_u + \ell_a$.

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 limitación ℓ_a se incluye porque no existen datos de ensayos que demuestren que una longitud larga de anclaje en el extremo sea completamente efectiva para desarrollar una barra donde hay una distancia corta entre un punto de inflexión y un punto de esfuerzo máximo.

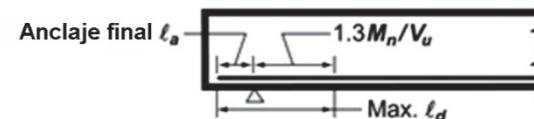
REGLAMENTO

COMENTARIO



$$\text{Pendiente de capacidad } \left(\frac{M_n}{l_d} \right) \geq \text{Pendiente demanda } (V_u)$$

$$l_d \leq \frac{M_n}{V_u}$$

(a) Diagrama de M_n positivo

Nota: El factor 1.3 solo es aplicable si la reacción confina los extremos del refuerzo

(b) l_d máximo en un apoyo simple

Máxima longitud de embebido efectivo limitada a d ó $12d_b$ para l_a

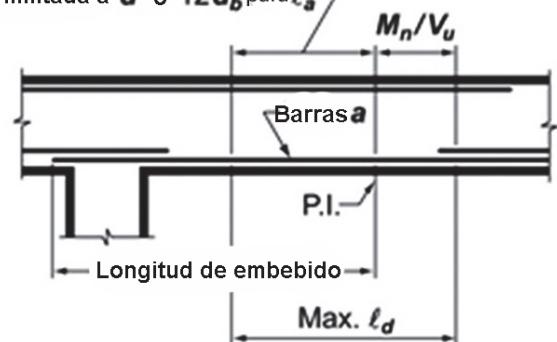
(c) l_d máximo para barras "a" en el punto de inflexión

Fig. R9.7.3.8.3 — Criterio para determinar el diámetro máximo de la barra de acuerdo con 9.7.3.8.3.

9.7.3.8.4 Por lo menos un tercio del refuerzo para resistir momento negativo en el apoyo debe tener una longitud embebida más allá del punto de inflexión de al menos el mayor de d , $12d_b$ y $\ell_n/16$.

REGLAMENTO

COMENTARIO

9.7.4 Refuerzo a flexión en vigas preeesforzadas

9.7.4.1 Los tendones externos deben conectarse al elemento de concreto de manera tal que se mantenga la excentricidad especificada entre los tendones y el centroide del concreto para todo el rango de deflexiones previstas del elemento.

9.7.4.2 Cuando se coloca refuerzo no preeesforzado para cumplir con requisitos de resistencia a flexión, se deben cumplir los requisitos de 9.7.3.

9.7.4.3 Terminación del refuerzo preeesforzado

9.7.4.3.1 Las zonas de anclajes postensados se deben diseñar y detallar según 25.9.

9.7.4.3.2 Los anclajes y conectores de postensado se deben diseñar y detallar de acuerdo con 25.8.

9.7.4.4 Terminación del refuerzo corrugado en vigas con tendones no adheridos

9.7.4.4.1 La longitud del refuerzo corrugado requerido en 9.6.2.3 debe cumplir con (a) y (b).

- (a) En regiones de momento positivo, la longitud del refuerzo debe ser al menos $\ell_n/3$ y estar centrada en esa zona.
- (b) En regiones de momento negativo, el refuerzo debe prolongarse al menos $\ell_n/6$ a cada lado de la cara de apoyo.

9.7.5 Refuerzo longitudinal a torsión

9.7.5.1 Cuando se requiera refuerzo por torsión, el refuerzo longitudinal para torsión debe estar distribuido a lo largo del perímetro de estribos cerrados que cumplan con 25.7.1.6, o estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento máximo de 12 pulg. El refuerzo longitudinal debe estar dentro de los estribos o estribos cerrados de confinamiento y debe colocarse al menos una barra longitudinal o tendón en cada esquina.

9.7.5.2 Las barras longitudinales para torsión deben tener un diámetro de al menos 0.042 veces el espaciamiento del refuerzo transversal, pero no menos de 3/8 pulg.

R9.7.4 Refuerzo a flexión en vigas preeesforzadas

R9.7.4.1 Los tendones externos son a menudo acoplados al elemento de concreto en varios puntos entre los anclajes, tales como a media luz, o a los cuartos o los tercios de ésta, para lograr efectos de balanceo de cargas, alineamiento de tendones o para solucionar problemas de vibración de los tendones. Debe prestarse atención a los efectos causados por el cambio en el trazado del tendón en relación con el centroide del concreto a medida que el elemento se deforma bajo los efectos del postensado y de las cargas aplicadas.

R9.7.4.2 El refuerzo no preeesforzado debe estar convenientemente anclado para que desarrolle las fuerzas de las carga mayoradas. Los requisitos de 9.7.3 garantizan que el refuerzo adherido que se requiere para la resistencia a flexión bajo cargas mayoradas esté anclado de manera adecuada para desarrollar las fuerzas de tracción o de compresión.

R9.7.4.4 Terminación del refuerzo corrugado en vigas con tendones no adheridos

R9.7.4.4.1 Se aplican las longitudes mínimas para el refuerzo adherido requeridas en 9.6.2.3. Investigaciones (Odello and Mehta 1967) sobre vanos continuos demuestran que estas longitudes mínimas proporcionan un comportamiento adecuado bajo cargas de servicio y cargas mayoradas.

R9.7.5 Refuerzo longitudinal a torsión

R9.7.5.1 El refuerzo longitudinal es necesario para resistir la suma de las fuerzas de tracción longitudinales debidas a la torsión. Dado que la fuerza actúa a lo largo del eje centroidal de la sección, el centroide del refuerzo longitudinal adicional para torsión debe coincidir aproximadamente con el centroide de la sección. El Reglamento logra esto al requerir que el refuerzo longitudinal para torsión sea distribuido alrededor del perímetro de los estribos cerrados. Se requieren barras longitudinales o tendones 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 para desarrollar la resistencia torsional y controlar las fisuras.

REGLAMENTO

9.7.5.3 El refuerzo longitudinal para torsión debe extenderse en una distancia de al menos $(b_t + d)$ más allá del punto en que se requiera por análisis.

9.7.5.4 El refuerzo longitudinal para torsión se debe desarrollar en la cara del apoyo de ambos extremos de la viga.

9.7.6 Refuerzo transversal

9.7.6.1 Generalidades

9.7.6.1.1 El refuerzo transversal debe colocarse de acuerdo con esta sección. Debe cumplirse con el requisito más restrictivo.

9.7.6.1.2 Los detalles para el refuerzo transversal deben cumplir con 25.7.

9.7.6.2 Cortante

9.7.6.2.1 Cuando se requiera, el refuerzo para cortante debe consistir en estribos, estribos cerrados de confinemento o barras longitudinales dobladas.

9.7.6.2.2 El espaciamiento máximo del refuerzo de cortante debe cumplir con la Tabla 9.7.6.2.2.

Tabla 9.7.6.2.2 — Espaciamiento máximo para el refuerzo de cortante

V_s		<i>s</i> máximo, pulg.	
		Viga no preesforzada	Viga preeesforzada
$\leq 4\sqrt{f_c}b_wd$	El menor de:	$d/2$	$3h/4$
		24	
$> 4\sqrt{f_c}b_wd$	El menor de:	$d/4$	$3h/8$
		12	

9.7.6.2.3 Tanto los estribos inclinados como el refuerzo longitudinal doblado para actuar como refuerzo de cortante deben estar espaciados de manera tal que cada línea a 45° que se extienda $d/2$ hacia la reacción desde la mitad de la altura del elemento, hasta el refuerzo longitudinal de tracción, debe estar cruzada por lo menos por una línea de refuerzo de cortante.

9.7.6.2.4 Las barras longitudinales dobladas para trabajar como refuerzo de cortante, si se extienden dentro de una zona de tracción, deben ser continuas con el refuerzo longitudinal, y si se extienden dentro de una zona de compresión, deben anclarse $d/2$ más allá de la mitad de la altura del elemento.

COMENTARIO

R9.7.5.3 La distancia $(b_t + d)$, más allá del punto requerido teóricamente para el refuerzo torsional, es mayor que la usada para el refuerzo de cortante y flexión debido a que las fisuras por tracción diagonal debidas a la torsión se desarrollan en un patrón helicoidal. La misma distancia se requiere en 9.7.6.3.2 para el refuerzo transversal para torsión.

R9.7.5.4 El refuerzo longitudinal de torsión requerido en el apoyo debe anclarse adecuadamente dentro de él. Se debe disponer suficiente longitud de embebido por fuera de la cara interna del apoyo para desarrollar la fuerza de tracción de las barras o tendones. Para barras, esto puede requerir el uso de ganchos o barras en forma de U traslapadas con el refuerzo horizontal de torsión.

R9.7.6 Refuerzo transversal



REGLAMENTO**COMENTARIO****9.7.6.3 Torsión**

9.7.6.3.1 Cuando se requiera, el refuerzo transversal para torsión debe consistir en estribos cerrados que cumplan con 25.7.1.6, o estribos cerrados de confinamiento.

9.7.6.3.2 El refuerzo transversal para torsión debe disponerse por una distancia de al menos $(b_t + d)$ más allá del punto en que se requiera por análisis.

9.7.6.3.3 El espaciamiento del refuerzo transversal para torsión no debe exceder el menor valor entre $p_h/8$ y 12 pulg.

9.7.6.3.4 En secciones huecas, la distancia desde el eje del refuerzo transversal para torsión hasta la cara interior de la pared de la sección hueca debe ser al menos de $0.5A_{oh}/p_h$.

9.7.6.4 Soporte lateral del refuerzo para compresión

9.7.6.4.1 Debe colocarse refuerzo transversal a lo largo de toda la distancia donde se requiera refuerzo longitudinal a compresión. Se debe proporcionar soporte lateral al refuerzo longitudinal a compresión mediante el uso de estribos cerrados o estribos cerrados de confinamiento de acuerdo con 9.7.6.4.2 hasta 9.7.6.4.4.

9.7.6.4.2 El diámetro del refuerzo transversal debe ser al menos (a) o (b). Se permite el uso de alambre o refuerzo electrosoldado de alambre con un área equivalente.

- (a) Barras No. 3 para barras longitudinales No. 10 o menores
- (b) Barras No. 4 para barras longitudinales No. 11 y mayores y para paquetes de barras longitudinales.

9.7.6.4.3 El espaciamiento del refuerzo transversal no debe exceder al menor de (a) hasta (c):

- (a) $16d_b$ de barra longitudinal

R9.7.6.3 Torsión

R9.7.6.3.1 Se requieren estribos cerrados debido a que la fisuración inclinada causada por torsión puede producirse en todas las caras del miembro.

En el caso de secciones sometidas primordialmente a torsión, el recubrimiento de concreto sobre los estribos se descascara con torques altos (Mitchell and Collins 1976). Esto vuelve a los estribos empalmados por traslapo inefectivos, conduciendo a una falla prematura por torsión (Behera and Rajagopalan 1969). Por lo tanto, no deben usarse estribos cerrados hechos con un par de estribos en U empalmados por traslapo entre sí.

R9.7.6.3.2 La distancia $(b_t + d)$, más allá del punto requerido para el refuerzo torsional, es mayor que la usada para el refuerzo de cortante y flexión debido a que las fisuras por tracción diagonal debidas a la torsión se desarrollan en un patrón helicoidal. En 9.7.5.3 se requiere la misma distancia para el refuerzo longitudinal de torsión.

R9.7.6.3.3 El espaciamiento de los estribos transversales para torsión se limita para asegurar el desarrollo de la resistencia torsional última de la viga, prevenir la excesiva pérdida de rigidez torsional después de la fisuración, y controlar los anchos de fisura. Para una sección transversal cuadrada la limitación $p_h/8$ requiere estribos a una distancia aproximada de $d/2$, lo cual es congruente con 9.7.6.2.

R9.7.6.3.4 El refuerzo transversal a torsión en una sección hueca debe estar localizado en la mitad exterior del espesor de la pared efectiva para torsión y el espesor de la pared puede tomarse como A_{oh}/p_h .

R9.7.6.4 Soporte lateral del refuerzo para compresión

R9.7.6.4.1 El refuerzo a compresión en vigas debe estar circundiscrito por refuerzo transversal para inhibir su pandeo.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

- (b) $48d_b$ de barra transversal,
- (c) La menor dimensión de la viga.

9.7.6.4.4 El refuerzo longitudinal a compresión debe disponerse de tal forma que cada barra longitudinal de esquina y barra alterna tenga soporte lateral proporcionado por la esquina de un estribo con un ángulo interior no mayor de 135 grados, y ninguna barra longitudinal debe estar separada a más de 6 pulg. libres a cada lado de esa barra soportada lateralmente, medidos a lo largo del refuerzo transversal.

9.7.7 Refuerzo de integridad estructural de vigas construidas en sitio

R9.7.7 Refuerzo de integridad estructural de vigas construidas en sitio — La experiencia ha demostrado que la integridad total de una estructura puede mejorarse substancialmente haciendo cambios menores en los detalles del refuerzo y conexiones. La intención de esta sección del Reglamento es mejorar la redundancia y la ductilidad en las estructuras que en el caso de presentarse daño a un elemento de apoyo importante o de un evento de carga anormal, el daño resultante no se extienda y la estructura tenga una mayor probabilidad de mantener su estabilidad general.

Cuando se daña un apoyo y el refuerzo superior continuo sobre el apoyo no disponga de estribos que lo confinen, éste tiende a desprenderse del concreto y no proporciona la acción de catenaria necesaria para generar un efecto de puente sobre el apoyo dañado. La acción de catenaria puede lograrse haciendo que parte del refuerzo inferior sea continuo.

Si la altura de una viga continua cambia en el apoyo, el refuerzo inferior en el elemento más alto debe terminar con un gancho estándar y el refuerzo inferior del elemento más bajo debe extenderse y desarrollarse completamente en el elemento más alto.

9.7.7.1 En las vigas localizadas a lo largo del perímetro de la estructura, se debe cumplir con (a) hasta (c) para efectos del refuerzo de integridad estructural:

- (a) Al menos un cuarto del refuerzo de tracción para momento positivo debe ser continuo.
- (b) Al menos un sexto del refuerzo de tracción requerido para momento negativo en el apoyo, pero no menos de dos barras, debe ser continuo.
- (c) El refuerzo longitudinal de integridad debe estar encerrado por estribos cerrados que cumplan con 25.7.1.6, o estribos cerrados de confinemento a lo largo de la luz libre de la viga.

R9.7.7.1 El requerir refuerzo continuo arriba y abajo en la sección de las vigas del perímetro o de las vigas dintel, provee un amarre continuo alrededor de la estructura. No es la intención requerir un amarre a tracción con refuerzo continuo del mismo diámetro alrededor de toda la estructura, sino más bien requerir que la mitad del refuerzo superior que cumple el requisito de extenderse más allá del punto de inflexión, de acuerdo con 9.7.3.8.4, se extienda aún más y además se empalme en, o cerca al centro de la luz como lo requiere 9.7.7.5. De igual manera, el refuerzo en la parte inferior de la sección que según 9.7.3.8.2 debe extenderse dentro del apoyo y debe continuarse o empalmarse con el refuerzo del vano adyacente.

La Fig. R9.7.7.1 muestra un ejemplo de un estribo de dos piezas que cumple con los requisitos de las secciones 9.7.7.1(c) y 9.7.7.2(b). El gancho superior de 90° está localizado del lado de la losa donde está mejor confinado. Los pares de estribos en forma de U traslapados uno sobre el otro, como se define en 25.7.1.7, no están permitidos en vigas perimetrales o en vigas dintel. En caso de producirse daño al recubrimiento lateral de concreto, el refuerzo longitudinal superior puede tender a desgarrarse hacia afuera del concreto y no estaría adecuadamente restringido debido al empalme por traslapo del estribo, ahora expuesto. Por lo tanto, el refuerzo longitudinal superior no proporciona la acción de catenaria necesaria para servir de puente sobre una región

REGLAMENTO

COMENTARIO

dañada. Además, los estribos en U traslapados no son efectivos para torsiones altas como se discute en R9.7.6.3.1.

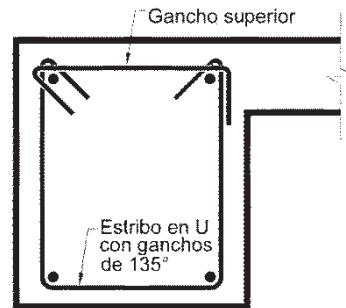


Fig. R9.7.7.1 — Ejemplo de estribo de dos piezas que cumple con los requisitos de 9.7.7.1(c) y 9.7.7.2(b).

9.7.7.2 En vigas distintas a las del perímetro, el refuerzo para la integridad estructural debe cumplir con (a) o (b):

- (a) Al menos un cuarto del refuerzo máximo para momento positivo, pero no menos de dos barras o torones, deben ser continuos.
- (b) El refuerzo longitudinal debe estar rodeado por estribos cerrados, que cumplan con 25.7.1.6, o estribos cerrados de confinemento, a lo largo del vano libre de la viga.

9.7.7.3 El refuerzo longitudinal de integridad estructural debe pasar a través de la región circunscrita por el refuerzo longitudinal de la columna.

9.7.7.4 El refuerzo longitudinal para integridad estructural en los apoyos no continuos debe anclarse para desarrollar f_y en la cara del apoyo.

9.7.7.5 Cuando se requieran empalmes del refuerzo longitudinal de integridad estructural, el refuerzo debe empalmarse de acuerdo con (a) y (b).

- (a) El refuerzo para momento positivo debe ser empalmado en el apoyo, o cerca de éste.
- (b) El refuerzo para momento negativo debe ser empalmado en la mitad de la luz, o cerca de ésta.

9.7.7.6 Los empalmes deben ser empalmes mecánicos totales, soldados totales, o empalmes a tracción Clase B.

9.8 — Sistemas de viguetas en una dirección no preeforzadas

9.8.1 Generalidades

9.8.1.1 La construcción con viguetas no preeforzadas consiste en una combinación monolítica de nervaduras regularmente espaciadas y una losa colocada en la parte superior que actúa en una dirección.

9.8.1.2 El ancho de las nervaduras no debe ser menor de 4 pulg. en toda su altura.

R9.8 — Sistemas de viguetas en una dirección no preeforzadas

R9.8.1 Generalidades — Las limitaciones empíricas de tamaño y de espaciamiento para la construcción con viguetas no preeforzadas se basan en el comportamiento satisfactorio utilizando sistemas de encofrado estándar para viguetas observado en el pasado. Para construcción con viguetas preeforzadas, esta sección puede ser usada como una guía.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

9.8.1.3 La altura total de las nervaduras no debe ser mayor de 3.5 veces su ancho mínimo.

9.8.1.4 El espaciamiento libre entre las nervaduras no debe exceder de 30 pulg.

9.8.1.5 Se permite que V_c se tome como 1.1 veces el valor calculado de acuerdo con 22.5.

9.8.1.6 Para integridad estructural, al menos una barra de la parte inferior en cada vigueta debe ser continua y debe anclarse para desarrollar f_y en la cara de los apoyos.

9.8.1.7 La losa debe tener un refuerzo perpendicular a las viguetas que cumpla lo requerido por flexión, pero no menor al refuerzo para retracción y temperatura que se requiere en 24.4 y considerando las concentraciones de carga, en caso que las haya.

9.8.1.8 Las losas nervadas en una dirección que no cumplan con las limitaciones de 9.8.1.1 hasta 9.8.1.4, deben diseñarse como losas y vigas.

9.8.2 Sistemas de viguetas con rellenos estructurales

9.8.2.1 Cuando se empleen aligeramientos permanentes fabricados con arcilla cocida o concreto, con una resistencia unitaria a la compresión al menos igual al f'_c de las viguetas, se debe aplicar 9.8.2.1.1 y 9.8.2.1.2.

9.8.2.1.1 El espesor de la losa de concreto sobre los aligeramientos permanentes no debe ser menor a 1/12 de la distancia libre entre viguetas, ni menor que 1.5 pulg.

9.8.2.1.2 Se puede incluir la pared vertical del elemento de aligeramiento que está en contacto con la vigueta en los cálculos de resistencia al cortante y momento negativo. Ninguna otra parte del aligeramiento puede incluirse en los cálculos de resistencia.

9.8.3 Sistemas de viguetas con otros rellenos

9.8.3.1 Cuando se utilicen aligeramientos que no cumplen con 9.8.2.1 o se utilicen encofrados removibles, el espesor de la losa debe ser por lo menos el mayor de 1/12 de la distancia libre entre las nervaduras y 2 pulg.

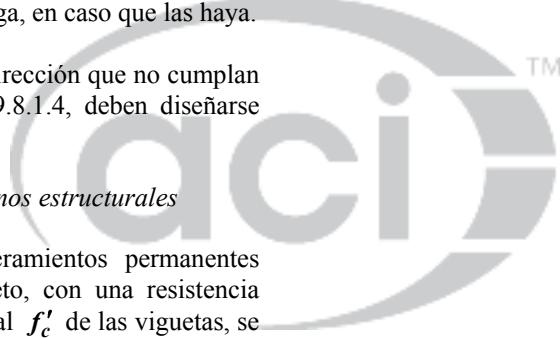
9.9 — Vigas de gran altura

9.9.1 Generalidades

9.9.1.1 Las vigas de gran altura son miembros que están cargados en una cara y apoyados en la cara opuesta de tal

R9.8.1.4 Se requiere un límite en el espaciamiento máximo de las nervaduras debido a los requisitos que permiten mayores resistencias al cortante y un recubrimiento menor de concreto para el refuerzo en estos miembros repetitivos, relativamente pequeños.

R9.8.1.5 Este incremento en la resistencia a cortante se justifica por: 1) el comportamiento satisfactorio de construcciones con losas nervadas diseñadas con resistencias más altas a cortante especificadas en ediciones anteriores del Reglamento, las cuales permitían esfuerzos cortantes comparables, y 2) la redistribución de sobrecargas locales a los viguetas adyacentes.



R9.9 — Vigas de gran altura

9.9.1 Generalidades

R9.9.1.1 El comportamiento de las vigas de gran altura se discute en Schlaich et al. (1987), Rogowsky and MacGregor

REGLAMENTO

manera que elementos a compresión similares a puentes puedan desarrollar resistencia entre las cargas y los apoyos y cumplen con (a) o (b):

- (a) La luz libre no excede cuatro veces la altura total del miembro, h .
- (b) Existen cargas concentradas dentro de una distancia igual a $2h$ de la cara del apoyo.

9.9.1.2 Las vigas de gran altura deben diseñarse teniendo en cuenta la distribución no lineal de las deformaciones unitarias horizontales sobre la altura de la viga.

9.9.1.3 Los requisitos de 9.9.1.2 pueden cumplirse utilizando modelos puntal-tensor de acuerdo con el Capítulo 23.

9.9.2 Limites dimensionales

9.9.2.1 Las dimensiones de las vigas de gran altura deben seleccionarse de tal manera que cumplan con:

$$V_u \leq \phi 10\sqrt{f'_c} b_w d \quad (9.9.2.1)$$

9.9.3 Limites del refuerzo

9.9.3.1 El refuerzo distribuido a lo largo de las caras laterales de vigas de gran altura debe ser al menos el que requiere (a) y (b):

- (a) El área de refuerzo distribuido perpendicular al eje longitudinal de la viga, A_v , debe ser al menos $0.0025b_{w,s}$, donde s es el espaciado del refuerzo distribuido transversal.
- (b) El área de refuerzo distribuido paralelo al eje longitudinal de la viga, A_{vh} , debe ser al menos $0.0025b_{w,s_2}$, donde s_2 es el espaciado del refuerzo longitudinal distribuido.

9.9.3.2 El área mínima de refuerzo a flexión en tracción, $A_{s,min}$, debe determinarse de acuerdo con 9.6.1.

9.9.4 Detallado del refuerzo

9.9.4.1 El recubrimiento de concreto debe cumplir con 20.6.1.

9.9.4.2 El espaciado mínimo del refuerzo longitudinal debe cumplir acuerdo con 25.2.

9.9.4.3 El espaciado del refuerzo distribuido requerido en 9.9.3.1 no debe exceder el menor de $d/5$ y 12 pulg.

COMENTARIO

(1986), Martí (1985), and Crist (1966). Para una viga de gran altura que soporta cargas gravitacionales, estos requisitos aplican si las cargas son aplicadas en la cara superior de la viga y la viga está apoyada en su cara inferior. Cuando las cargas son aplicadas a los costados o en la cara inferior del miembro, se deben usar modelos puntal-tensor, como se definen en el Capítulo 23, para diseñar el refuerzo de modo que transfiera internamente las cargas hacia la parte superior de la viga y las distribuya a los apoyos adyacentes.

R9.9.1.2 El Reglamento no contiene requisitos detallados para diseñar vigas de gran altura para resistir flexión, excepto que debe considerarse una distribución de deformación unitaria no lineal. En Chow et al. (1953), Portland Cement Association (1946), and Park and Paulay (1975), se dan guías para el diseño de vigas de gran altura.

9.9.2 Limites dimensionales

R9.9.2.1 Se impone un límite dimensional para controlar la fisuración bajo cargas de servicio y para resguardo contra fallas diagonales por compresión en las vigas de gran altura.

9.9.3 Limites del refuerzo

R9.9.3.1 Se deben usar los requisitos para los refuerzos mínimos de esta sección independientemente de la metodología de diseño, ya que tienen la intención de controlar el ancho y la propagación de las fisuras inclinadas. Ensayos (Rogowsky and MacGregor 1986, Martí 1985, Crist 1966) han demostrado que el refuerzo vertical para cortante, perpendicular al eje longitudinal del elemento, es más efectivo para la resistencia a cortante que el refuerzo para cortante horizontal, paralelo al eje longitudinal del elemento, en una viga de gran altura, pero el refuerzo mínimo especificado es el mismo en ambas direcciones para controlar el crecimiento y ancho de fisuras diagonales.

9.9.4 Detallado del refuerzo

REGLAMENTO

9.9.4.4 El desarrollo del refuerzo en tracción debe tener en cuenta la distribución de esfuerzos en el refuerzo que no sea directamente proporcional al momento flector.

9.9.4.5 En apoyos simples, el refuerzo de momento positivo en tracción debe anclarse para desarrollar f_y en la cara del apoyo. Si una viga de gran altura se diseña de acuerdo con el Capítulo 23, el refuerzo de momento positivo en tracción debe anclarse de acuerdo con 23.8.2 y 23.8.3.

9.9.4.6 En apoyos interiores debe cumplirse con (a) y (b):

- (a) El refuerzo de momento negativo en tracción debe ser continuo con el de los vanos adyacentes.
- (b) El refuerzo de momento positivo en tracción debe ser continuo o empalmarse con el de los vanos adyacentes.

COMENTARIO

R9.9.4.4 En vigas de gran altura, el esfuerzo en el refuerzo longitudinal es más uniforme a lo largo de la viga que en una viga o región que no es alta. En las vigas de gran altura, los altos esfuerzos del refuerzo, normalmente limitados hacia la región central de una viga típica, pueden extenderse hacia los apoyos. Por lo tanto, los extremos del refuerzo longitudinal pueden requerir anclaje positivo en la forma de ganchos estándar, barras con cabeza, u otro anclaje mecánico en los apoyos.

R9.9.4.5 El uso de métodos puntal-tensor para el diseño de vigas de gran altura ilustra que las fuerzas de tracción del refuerzo correspondiente al tensor en la cara inferior debe estar anclado en la cara del apoyo. Debido a esto, el refuerzo correspondiente al tensor debe ser continuo o desarrollarse en la cara del apoyo (Rogowsky and MacGregor 1986).



NOTAS

9



REGLAMENTO**CAPÍTULO 10 — COLUMNAS****10.1 — Alcance**

10.1.1 Los requisitos de este Capítulo se deben aplicar al diseño de columnas no preeforzadas, preeforzadas y compuestas incluyendo pedestales de concreto estructural.

10.1.2 El diseño de pedestales de concreto simple debe estar de acuerdo con el Capítulo 14.

10.2 — Generalidades**10.2.1 Materiales**

10.2.1.1 Las propiedades de diseño del concreto deben cumplir con lo dispuesto en el Capítulo 19.

10.2.1.2 Las propiedades de diseño del acero de refuerzo y del acero estructural usado en columnas compuestas deben cumplir con lo dispuesto en el Capítulo 20.

10.2.1.3 Los requisitos para los materiales, diseño y detallado de insertos embebidos en el concreto deben cumplir con 20.7

10.2.2 Columnas compuestas

10.2.2.1 Cuando se usan perfiles de acero estructural, tuberías o tubos como refuerzo longitudinal, la columna se debe diseñar como columna compuesta.

10.2.3 Conexión con otros miembros

10.2.3.1 Para construcciones en sitio, las uniones viga-columna y losa-columna deben cumplir con los requisitos del Capítulo 15.

10.2.3.2 Para la construcción prefabricada, las conexiones deben cumplir con los requisitos de transferencia de fuerza de 16.2.

10.2.3.3 Las conexiones de las columnas con la cimentación deben cumplir con los requisitos de 16.3.

10.3 — Límites de diseño**10.3.1 Límites dimensionales**

10.3.1.1 En columnas de sección transversal cuadrada, octogonal o de otra forma geométrica, se puede definir el área bruta considerada, refuerzo requerido y resistencia de diseño, correspondientes a una sección circular con diámetro igual a la menor dimensión lateral de la sección real.

10.3.1.2 En columnas de sección transversal mayor que la requerida por consideraciones de carga, para definir el área bruta

COMENTARIO**CAPÍTULO 10 — COLUMNAS**

10

R10.2 — Generalidades**R10.2.2 Columnas compuestas**

R10.2.2.1 Las columnas compuestas incluyen tanto las secciones de acero estructural embebidas en el concreto como las secciones de acero estructural huecas llenas con concreto. Se han omitido las referencias a otros metales empleados para refuerzo porque se utilizan poco en construcciones de concreto.

R10.3 — Límites de diseño

R10.3.1 Límites dimensionales — No se han especificado tamaños mínimos explícitos para columnas con el fin de permitir el uso de columnas de concreto reforzado con secciones transversales pequeñas en estructuras poco cargadas, tales como edificaciones de baja altura, ya sean residenciales o livianas de oficinas. Si se usan secciones transversales pequeñas, se requiere una mano de obra cuidadosa y los esfuerzos por retracción tienen mayor importancia.

R10.3.1.2 En algunos casos, el área bruta de una columna es mayor que la necesaria para resistir la carga mayorada. En

REGLAMENTO

considerada, las cuantías requeridas de refuerzo y la resistencia de diseño se puede emplear un área efectiva reducida, no menor que la mitad del área total. Este requisito no aplica en columnas de pórticos especiales resistentes a momento diseñados de acuerdo con el Capítulo 18.

10.3.1.3 En columnas construidas monolíticamente con un muro de concreto, los límites exteriores de la sección transversal efectiva de la columna no deben tomarse a más de 1.5 pulg. por fuera del refuerzo transversal.

10.3.1.4 En columnas con dos o más espirales entrelazadas, los límites exteriores de la sección transversal efectiva deben tomarse a una distancia fuera de los límites externos de las espirales igual al recubrimiento mínimo requerido del concreto.

10.3.1.5 Cuando se considera un área efectiva reducida, como lo permiten 10.3.1.1 a 10.3.1.4, el análisis estructural y el diseño de otras partes de la estructura que interactúan con la columna deben basarse en la sección transversal real.

10.3.1.6 Para columnas compuestas con el núcleo de concreto confinado por acero estructural, el espesor del acero de confinamiento debe ser al menos (a) o (b):

$$(a) b \sqrt{\frac{f_y}{3E_s}} \text{ para cada cara de ancho } b$$

$$(b) h \sqrt{\frac{f_y}{8E_s}} \text{ para secciones circulares de diámetro } h$$

10.4 — Resistencia requerida

10.4.1 Generalidades

10.4.1.1 La resistencia requerida debe calcularse de acuerdo con las combinaciones de mayoración de carga definidas en el Capítulo 5.

10.4.1.2 La resistencia requerida debe calcularse de acuerdo con los procedimientos de análisis del Capítulo 6.

10.4.2 Fuerza axial y momento mayorados

10.4.2.1 Para cada combinación de mayoración de carga aplicable, se debe considerar que P_u y M_u ocurren simultáneamente.

COMENTARIO

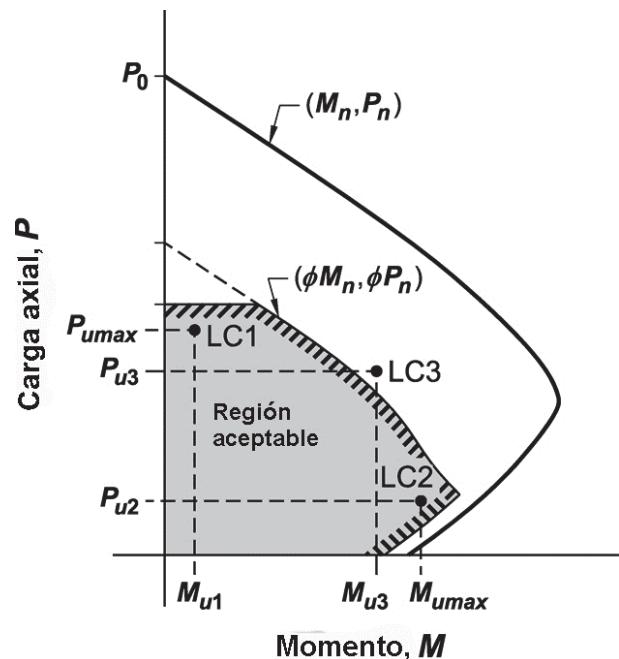
en esos casos, la cuantía de refuerzo mínimo puede calcularse con base en el área requerida más que con base en el área real, pero la cuantía de refuerzo vertical no puede ser menor a 0.5 por ciento del área de sección transversal real.



R10.4 — Resistencia requerida

R10.4.2 Fuerza axial y momento mayorados

R10.4.2.1 Las combinaciones de carga críticas pueden ser difíciles de identificar sin revisar sistemáticamente cada una de ellas. Como se aprecia en la Fig. R10.4.2.1, considerar solamente las combinaciones de carga mayoradas asociadas con fuerza axial máxima (LC1) y con momento de flexión máximo (LC2) no asegura un diseño que cumpla con el Reglamento para otras combinaciones de carga, tales como LC3.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

10

Fig. R10.4.2.1 — Combinación de carga crítica en columnas.

10.5 — Resistencia de diseño**10.5.1 Generalidades**

10.5.1.1 Para cada combinación de mayoración de carga aplicable, la resistencia de diseño en todas las secciones a lo largo de la columna debe cumplir con $\phi S_n \geq U$, incluyendo (a) hasta (d). Se debe considerar la interacción entre los efectos de carga.

- (a) $\phi P_n \geq P_u$
- (b) $\phi M_n \geq M_u$
- (c) $\phi V_n \geq V_u$
- (d) $\phi T_n \geq T_u$

10.5.1.2 ϕ debe determinarse de acuerdo con 21.2.

10.5.2 Fuerza axial y momento

10.5.2.1 P_n y M_n deben calcularse de acuerdo con 22.4.

10.5.2.2 Para columnas compuestas, las fuerzas entre la sección de acero y el concreto se deben transferir mediante apoyo directo, conectores para cortante o adherencia de acuerdo con la resistencia axial asignada a cada componente.

R10.5 — Resistencia de diseño**R10.5.1 Generalidades**

R10.5.1.1 Véase R9.5.1.1.

R10.5.2 Fuerza axial y momento

R10.5.2.2 La especificación AISC (AISC 360) da guías con respecto al cálculo de la capacidad de transferencia de fuerza en las columnas compuestas.

Aunque la adherencia puede considerarse como un mecanismo de transferencia de fuerza, puede no ser adecuada para ciertos casos. Por ejemplo, normalmente se considera la adherencia para la resistencia de columnas compuestas llenadas con concreto. Sin embargo, AISC 360 no permite considerar la adherencia para columnas de acero rodeadas de concreto y no permite combinar la adherencia con otros mecanismos de transferencia.

REGLAMENTO

COMENTARIO

10.5.3 Cortante

10.5.3.1 V_u debe calcularse de acuerdo con 22.5.

10.5.4 Torsión

10.5.4.1 Cuando $T_u \geq \phi T_{th}$, donde T_{th} se define en 22.7, la torsión se debe considerar de acuerdo con el Capítulo 9.

10.6 — Límites del refuerzo

10.6.1 Refuerzo longitudinal mínimo y máximo

10.6.1.1 Para columnas no preeforzadas y columnas preeforzadas con $f_{pe} < 225$ lb./pulg.² de valor promedio, el área de refuerzo longitudinal no debe ser menor que **0.01A_g** ni mayor que **0.08A_g**.

10.6.1.2 En columnas compuestas con núcleo de acero estructural, el área de las barras longitudinales localizadas dentro del refuerzo transversal no deben ser menor que **0.01(A_g - A_{sx})** ni mayor que **0.08(A_g - A_{sx})**.

10.6.2 Refuerzo mínimo para cortante

10.6.2.1 Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todas las regiones donde $V_u > 0.5\phi V_c$.

R10.5.4 Torsión — La torsión actuante en columnas de edificaciones normalmente es despreciable y rara vez rige el diseño de columnas.

R10.6 — Límites del refuerzo

R10.6.1 Refuerzo longitudinal mínimo y máximo

R10.6.1.1 Se establecen los límites para la cuantía mínima y máxima del refuerzo longitudinal.

Refuerzo mínimo — El refuerzo es necesario para obtener la resistencia a la flexión, la cual puede existir independientemente de los resultados del análisis, y para reducir los efectos de flujo plástico y retracción del concreto bajo esfuerzos de compresión permanentes. El flujo plástico y la retracción tienden a transferir la carga del concreto al refuerzo, y este aumento en el esfuerzo del refuerzo es mayor a medida que se disminuye la cuantía de refuerzo. Por lo tanto, se impuso un límite a esta cuantía para evitar que el refuerzo llegue al nivel de fluencia bajo cargas de servicio permanentes (Richart 1933).

Refuerzo máximo — Se impone un límite a la cuantía de refuerzo longitudinal para asegurar que el concreto pueda consolidarse de manera efectiva alrededor de las barras y asegurar que las columnas diseñadas de acuerdo con este Reglamento sean similares a los especímenes de los ensayos con los cuales se calibró el Reglamento. El límite de 0.08 aplica a todas las secciones de la columna, incluyendo las zonas de empalmes del refuerzo, y también puede considerarse como un máximo práctico para el refuerzo longitudinal, en términos de economía y de requisitos de colocación. La cuantía de refuerzo longitudinal en columnas no debe, en general, exceder 4 por ciento cuando se requiera empalmar por traslapo las barras de la columna, pues la zona de empalmes por traslapo tendrá el doble de refuerzo si todos los empalmes ocurren en el mismo lugar.

R10.6.1.2 El refuerzo longitudinal y transversal es necesario para prevenir el descascaramiento y asegurar que el concreto fuera del núcleo de acero estructural se comporte como concreto reforzado. Las limitaciones para el refuerzo longitudinal son necesarias por las razones descritas en R10.6.1.1. Los requisitos para el refuerzo transversal se dan en 10.7.6.1.4.

Las columnas compuestas con núcleo de concreto confinado por acero estructural no requieren barras de refuerzo. El espesor mínimo de la pared de acero de 10.3.1.6 inherentemente proporciona el refuerzo mínimo adecuado.

R10.6.2 Refuerzo mínimo para cortante

R10.6.2.1 El fundamento del refuerzo mínimo para cortante es el mismo para columnas que para vigas. Véase R9.6.3 para más información.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

10.6.2.2 Cuando se requiere refuerzo para cortante, $A_{v,min}$ debe ser el mayor entre (a) y (b).

$$(a) 0.75\sqrt{f_c} \frac{b_w s}{f_y t}$$

$$(b) 50 \frac{b_w s}{f_y t}$$

10.7 — Detallado del refuerzo**10.7.1 Generalidades**

10.7.1.1 —El recubrimiento de concreto para el refuerzo debe cumplir con 20.6.1.

10.7.1.2 Las longitudes de desarrollo del refuerzo corrugado y del refuerzo preeforzado se deben calcular de acuerdo con 25.4.

10.7.1.3 Los paquetes de barras se deben detallar de acuerdo con 25.6.

10.7.2 Espaciamiento del refuerzo

10.7.2.1 El espaciamiento mínimo, s , debe cumplir con 25.2.

10.7.3 Refuerzo longitudinal

10.7.3.1 Para columnas no preeforzadas y columnas preeforzadas con $f_{pe} < 225$ lb./pulg.² de valor promedio, el número mínimo de barras longitudinales debe cumplir con (a), (b) o (c):

- (a) Tres dentro de estribos triangulares.
- (b) Cuatro dentro de estribos rectangulares o circulares.
- (c) Seis para barras rodeadas por espirales o para columnas de pórticos especiales resistentes a momento rodeados por estribos de confinamiento circulares.

10.7.3.2 En columnas compuestas con núcleo de acero estructural, se debe colocar una barra longitudinal en cada esquina de una sección rectangular, con otras barras longitudinales espaciadas a una distancia no mayor de la mitad de la menor dimensión lateral de la columna compuesta.

10.7.4 Barras longitudinales dobladas por cambio de sección

10.7.4.1 La pendiente de la parte inclinada de una barra longitudinal dobrada por cambio de sección no debe exceder 1 en 6 con respecto al eje de la columna. Las partes de la barra que estén arriba y debajo de la zona de doblez deben ser paralelas al eje longitudinal de la columna.

R10.7 — Detallado del refuerzo

10

R10.7.3 Refuerzo longitudinal

10.7.3.1 Se requiere un mínimo de cuatro barras longitudinales cuando las barras están rodeadas por estribos rectangulares o circulares. Para otras configuraciones de los estribos, debe colocarse una barra longitudinal en cada vértice o esquina y debe proveerse el refuerzo transversal apropiado. Por ejemplo, las columnas triangulares con estribos requieren un mínimo de tres barras longitudinales, con una barra en cada vértice del estribo triangular. Para barras rodeadas por una espiral, se requieren al menos seis barras.

Cuando el número de barras en una disposición circular es menor de ocho, la orientación de las barras afecta significativamente la resistencia a momento de columnas cargadas excéntricamente y esto debe considerarse en el diseño.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

10.7.4.2 Cuando la cara de la columna está desalineada 3 pulg. o más, las barras longitudinales no se deben doblar. Se deben colocar espigas separados empalmados por traslapo con las barras longitudinales adyacentes a las caras desalineadas de la columna.

10.7.5 Empalmes del refuerzo longitudinal**10.7.5.1 Generalidades**

10.7.5.1.1 Se permiten los empalmes por traslapo, empalmes mecánicos, empalmes soldados de solape y empalmes a tope.

10.7.5.1.2 Los empalmes deben cumplir los requisitos de todas las combinaciones de mayoración de carga.

10.7.5.1.3 Los empalmes de refuerzo corrugado deben cumplir con 10.7.5.2 para empalmes por traslapo ó 10.7.5.3 para empalmes a tope.

R10.7.5 Empalmes del refuerzo longitudinal**R10.7.5.1 Generalidades**

R10.7.5.1.2 Frecuentemente, la combinación básica de carga gravitacional tiene prioridad en el diseño de la columna misma, pero una combinación de carga que incluya los efectos de viento o sismo puede inducir una tracción mayor en algunas barras de la columna. Todo empalme deben diseñarse para la tracción máxima calculada para la barra.

R10.7.5.1.3 Para efectos de calcular ℓ_d para empalmes por traslapo en tracción en columnas con barras desalineadas, la Fig. R10.7.5.1.3 ilustra el espaciamiento libre que debe utilizarse.

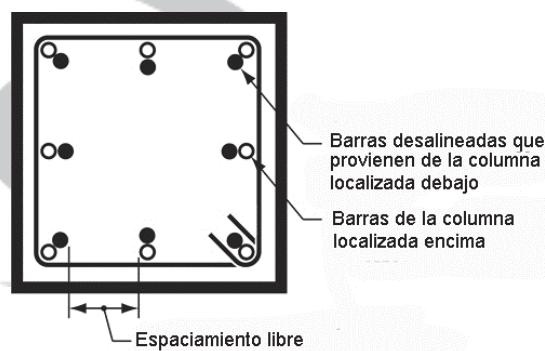


Fig. R10.7.5.1.3 — Barras desalineadas en columnas

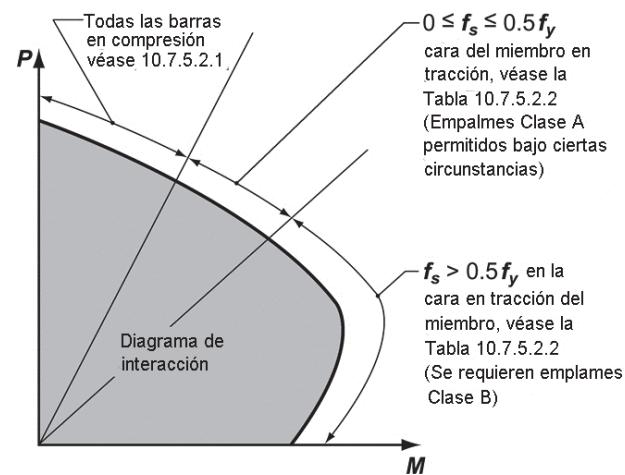
10.7.5.2 Empalmes por traslapo

R10.7.5.2 Empalmes por traslapo — En columnas sometidas a momento y fuerza axial, pueden ocurrir esfuerzos de tracción en una cara de la columna para excentricidades grandes y moderadas, como lo muestra la Fig. R10.7.5.2. En caso de ocurrir estos esfuerzos, 10.7.5.2.2 requiere usar empalmes a tracción.

Los requisitos para los empalmes han sido formulados considerando que un empalme en compresión tiene una resistencia a tracción de al menos $0.25 f_y$. Por lo tanto, aun si las barras de las columnas fueron diseñadas para compresión de acuerdo con 10.7.5.2.1, se proporciona inherentemente alguna resistencia a tracción.

REGLAMENTO

COMENTARIO



10

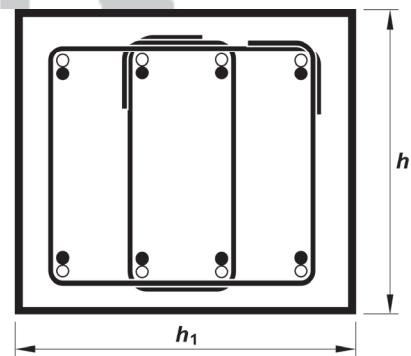
Fig. R10.7.5.2 — Requisitos para empalmes por traslapo en columnas

10.7.5.2.1 Cuando la fuerza en las barras debida a las cargas mayoradas es de compresión, se permiten los empalmes por traslapo de compresión. Se puede reducir la longitud del empalme por traslapo de compresión de acuerdo con (a) o (b), pero no debe ser menor que 12 pulg.

- En columnas con estribos, en las cuales los estribos a lo largo de toda la longitud del empalme por traslapo tengan un área efectiva no menor que **0.0015hs** en ambas direcciones, se permite multiplicar la longitud del empalme por traslapo por 0.83. Las ramas del estribo perpendiculares a la dimensión **h** deben usarse para determinar el área efectiva.
- En columnas con espirales, en las cuales la espiral a lo largo de toda la longitud de desarrollo cumple con 25.7.3, se puede multiplicar la longitud del empalme por traslapo de las barras dentro de la espiral por 0.75.

R10.7.5.2.1 Se permiten longitudes reducidas de empalme por traslapo cuando el empalme está encerrado en toda su longitud por un número mínimo de estribos. Las áreas de las ramas del estribo perpendiculares a cada dirección se calculan por separado. Esto se ilustra en la Figura R10.7.5.2.1, en donde cuatro ramas son efectivas en una dirección y dos ramas en la otra.

Las longitudes de los empalmes por traslapo en compresión pueden reducirse cuando el empalme por traslapo está encerrado en toda su longitud por espirales, debido a la mayor resistencia al hendimiento.



$$\text{Dirección 1: } 4A_b \geq 0.0015h_1s$$

$$\text{Dirección 2: } 2A_b \geq 0.0015h_2s$$

Donde A_b es el área de la barra del estribo

Fig. R10.7.5.2.1 Ejemplo de aplicación de 10.7.5.2.1(a)

10.7.5.2.2 Cuando la fuerza en las barras debida a las cargas mayoradas es de tracción, se deben utilizar empalmes por traslapo a tracción de acuerdo con la Tabla 10.7.5.2.2.

REGLAMENTO

COMENTARIO

Tabla 10.7.5.2.2 — Clases de empalmes por traslapo a tracción

Esfuerzo de la barra en tracción	Detalles del traslapo	Tipo de empalme
$\leq 0.5f_y$	$\leq 50\%$ de las barras se empalan en cualquier sección y los empalmes por traslapo en barras adyacentes están escalonados una distancia ℓ_d como mínimo	Clase A
	Otros	Clase B
$> 0.5f_y$	Todos los casos	Clase B

10

10.7.5.3 Empalmes a tope

10.7.5.3.1 Si la fuerza en la barra debida a las cargas mayoradas es de compresión se permite usar empalmes a tope siempre y cuando los empalmes se escalonen o se coloquen barras adicionales en las zonas de empalme. Las barras que continúan en cada cara de la columna deben tener una resistencia a tracción no menor que $0.25f_y$ veces el área del refuerzo vertical en esa cara.

10.7.5.3.2 En columnas compuestas, los extremos de los núcleos de acero estructural deben terminarse con precisión para apoyarse a tope en los extremos, y deben tomarse medidas adecuadas para alinear el núcleo en contacto concéntrico localizado por encima con respecto al otro. La carga por apoyo a tope de los extremos se debe considerar efectiva para transferir no más del 50 por ciento de la fuerza total de compresión en el núcleo de acero.

10.7.6 Refuerzo trasversal

10.7.6.1 Generalidades

10.7.6.1.1 Se debe colocar refuerzo transversal de acuerdo con esta sección. Se debe cumplir con los requisitos más restrictivos para el espaciamiento del refuerzo.

10.7.6.1.2 Los detalles del refuerzo transversal deben cumplir con 25.7.2 para estribos, con 25.7.3 para espirales o 25.7.4 para estribos de confinamiento.

10.7.6.1.3 En columnas preesforzadas con f_{pe} promedio mayor o igual que 225 lb./pulg.², no es necesario que los estribos o estribos de confinamiento cumplan el requisito de $16d_b$ de espaciamiento dado en 25.6.2.1.

10.7.6.1.4 En columnas compuestas con núcleo de acero estructural, los estribos o estribos de confinamiento deben tener un diámetro mínimo, d_b , de 0.02 veces la mayor dimensión lateral del miembro compuesto y no deben ser menores a No. 3 ni necesitan ser mayores de No. 5. El espaciamiento debe

R10.7.5.3 Empalmes a tope

R10.7.5.3.1 Los detalles para empalmes a tope se encuentran en 25.5.6.

R10.7.5.3.2 El límite del 50 por ciento para la transmisión de esfuerzos de compresión por medio de apoyo a tope en los extremos de los núcleos de acero estructural está destinado a proporcionar cierta capacidad de tracción en dichas uniones, hasta el 50 por ciento, dado que el resto del esfuerzo total de compresión en el núcleo debe transmitirse por medio de platinas de empalme, soldadura u otros mecanismos. Este requisito asegura que las juntas en columnas compuestas sometidas a compresión cumplan, esencialmente, con una capacidad de tracción semejante a la requerida para columnas convencionales de concreto reforzado.

R10.7.6 Refuerzo trasversal

R10.7.6.1 Generalidades

R10.7.6.1.4 Investigaciones (Tikka and Mirza 2006) han demostrado que la cantidad requerida de estribos alrededor del núcleo de acero estructural es suficiente para que las barras longitudinales sean incluidas en la rigidez a flexión de la columna compuesta como se permite en 6.2.5.2 y 6.6.4.4.5.

REGLAMENTO

cumplir con 25.7.2.1, pero no debe exceder de la mitad de la menor dimensión lateral de la columna compuesta. Se puede usar refuerzo corrugado o refuerzo de alambre electrosoldado de área equivalente.

10.7.6.1.5 El refuerzo longitudinal se debe soportar lateralmente mediante estribos o estribos de confinamiento de acuerdo con 10.7.6.2 ó mediante espirales de acuerdo con 10.7.6.3, a menos que ensayos y análisis estructurales demuestren una resistencia adecuada y factibilidad de construcción.

COMENTARIO

R10.7.6.1.5 Todas las barras longitudinales en compresión deben estar encerradas dentro de refuerzo transversal. Cuando las barras longitudinales se dispongan en forma circular, se requiere únicamente un solo estribo circular para el espaciamiento especificado. Este requisito puede satisfacerse con un estribo circular continuo (hélice); el paso máximo de la hélice debe ser igual al espaciamiento requerido para estribos.

Es prudente colocar un juego de estribos en cada extremo de los empalmes de barras por traslapo, arriba y debajo de los empalmes a tope y a un espaciamiento mínimo inmediatamente debajo las zonas inclinadas de las barras desalineadas. Las columnas prefabricadas con un recubrimiento menor que 1-1/2 pulg., las columnas preesforzadas sin barras longitudinales, las columnas de concreto con agregado grueso de tamaño pequeño, las columnas que se asemejan a muros y otros casos especiales, pueden requerir diseños particulares del refuerzo transversal.

R10.7.6.1.6 El confinamiento mejora la transferencia de carga desde los pernos de anclaje hacia la columna o pila para las situaciones en que el concreto se fisura en las cercanías de los pernos. Esta fisuración puede ocurrir debido a fuerzas imprevistas causadas por temperatura, retracción restringida y efectos similares.

10.7.6.1.6 Cuando se coloquen pernos de anclaje en la parte superior de columnas o pedestales, los pernos deben estar circundados por refuerzo transversal que también rodee al menos cuatro barras verticales dentro de la columna o pedestal. El refuerzo transversal debe distribuirse dentro de las 5 pulg. superiores de la columna o pedestal y debe consistir en al menos dos barras No. 4 o tres barras No. 3.

10.7.6.2 *Apoyo lateral de las barras longitudinales usando estribos o estribos cerrados de confinamiento*

10.7.6.2.1 En cualquier nivel el estribo o estribo cerrado de confinamiento inferior debe colocarse a no más de la mitad del espaciamiento entre los estribos o estribos cerrados de confinamiento por encima del borde superior de la zapata o de la losa.

10.7.6.2.2 En cualquier nivel el estribo o estribo de confinamiento superior debe colocarse a no más de la mitad del espaciamiento entre los estribos o estribos cerrados de confinamiento debajo del refuerzo horizontal más bajo de la losa, ábaco o descolgado de cortante. Cuando las vigas o cartelas lleguen a todos lados de la columna, se permite colocar el último estribo a no más de 3 pulg. debajo del refuerzo horizontal más bajo de la viga o cartela de menor altura.

10.7.6.3 *Apoyo lateral de las barras longitudinales usando espirales*

10.7.6.3.1 En cualquier nivel la parte inferior del espiral debe colocarse en la parte superior de la zapata o losa.

10.7.6.3.2 En cualquier nivel, la parte superior de la espiral debe colocarse como se requiere en la Tabla 10.7.6.3.2.

R10.7.6.2 *Apoyo lateral de las barras longitudinales usando estribos o estribos cerrados de confinamiento*

R10.7.6.2.2 Para columnas rectangulares, cuando las vigas o cartelas lleguen a los cuatro lados de una columna a la misma altura, éstas se consideran que proporcionan restricción sobre una altura del nudo igual a la de la viga o cartela de menor altura. Para columnas con otras formas, cuando cuatro vigas concurren a la columna desde dos direcciones ortogonales, éstas se consideran que proporcionan una restricción equivalente.

R10.7.6.3 *Apoyo lateral de las barras longitudinales usando espirales*

R10.7.6.3.2 Véase R10.7.6.2.2

REGLAMENTO**COMENTARIO****Tabla 10.7.6.3.2 — Requisitos para la extensión de la espiral en la parte superior de la columna**

Aporticamiento en el extremo de la columna	Requisitos de la extensión
Con vigas o cartelas en todos los lados de la columna	Debe colocarse hasta el nivel del refuerzo horizontal más bajo del elemento superior soportado.
Sin vigas o cartelas en todos los lados de la columna	Debe colocarse hasta el nivel del refuerzo horizontal más bajo del elemento superior soportado. Deben colocarse estribos adicionales en la columna por encima de la terminación de la espiral hasta la parte inferior de la losa, ábaco o descolgado de cortante.
Columnas con capiteles	Deben colocarse hasta un nivel en el cual el diámetro o ancho del capitel sea dos veces el de la columna.

10

10.7.6.4. Apoyo lateral para las barras desalineadas por cambio de sección

10.7.6.4.1 Cuando se utilicen barras longitudinales desalineadas por cambio de sección éstas deben contar con soporte horizontal por medio de estribos, estribos cerrados de confinamiento, espirales o porciones del sistema de entepiso, y deben diseñarse para resistir 1.5 veces la componente horizontal de la fuerza calculada en la porción inclinada de la barra doblada.

10.7.6.4.2 En caso de utilizarse refuerzo transversal para resistir las fuerzas que resultan del doblado, los estribos, estribos cerrados de confinamiento o espirales se deben colocar a una distancia no menor de 6 pulg. del doblez.

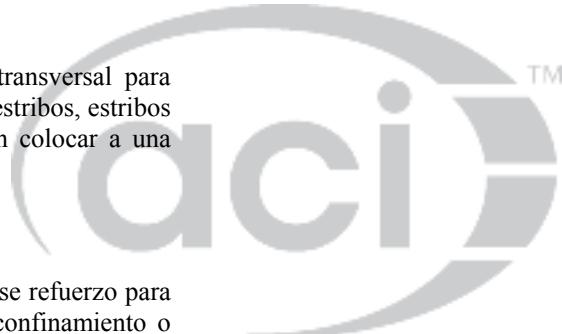
10.7.6.5 Cortante

10.7.6.5.1 Cuando se requiera, debe colocarse refuerzo para cortante usando estribos, estribos cerrados de confinamiento o espirales.

10.7.6.5.2 El espaciamiento máximo del refuerzo de cortante debe cumplir con la Tabla 10.7.6.5.2.

Tabla 10.7.6.5.2 — Espaciamiento máximo para el refuerzo de cortante

V_s	<i>s</i> máximo, pulg.		
		Columna no preesforzada	Columna preesforzada
$\leq 4\sqrt{f_c b_w d}$	El menor de:	$d/2$	$3h/4$
		24	
$> 4\sqrt{f_c b_w d}$	El menor de:	$d/4$	$3h/8$
		12	



REGLAMENTO

CAPÍTULO 11 — MUROS

11.1 — Alcance

11.1.1 Los requisitos de este capítulo se deben aplicar al diseño de muros preeforzados y no preeforzados incluyendo (a) hasta (c):

- (a) Construidos en sitio.
- (b) Prefabricados en planta.
- (c) Prefabricados en sitio incluyendo muros levantados (tilt-up).

11.1.2 El diseño de muros estructurales especiales debe cumplir con los requisitos del Capítulo 18.

11.1.3 El diseño de muros de concreto simple debe cumplir con el Capítulo 14.

11.1.4 Los muros de contención en voladizo deben diseñarse de acuerdo con 22.2 hasta 22.4, con un refuerzo horizontal mínimo de acuerdo con 11.6.

11.1.5 El diseño de muros como vigas de cimentación debe hacerse de acuerdo con 13.3.5.

11.2 — Generalidades

11.2.1 Materiales

11.2.1.1 Las propiedades de diseño para el concreto deben seleccionarse de acuerdo con el Capítulo 19.

11.2.1.2 Las propiedades de diseño del acero de refuerzo deben seleccionarse de acuerdo con el Capítulo 20.

11.2.1.3 Los requisitos para los materiales, diseño y detallado de insertos embebidos en el concreto deben cumplir con 20.7.

11.2.2 Conexión a otros miembros

11.2.2.1 Para muros prefabricados, las conexiones deben cumplir con los requisitos de 16.2.

11.2.2.2 Las conexiones de muros con la cimentación deben cumplir con 16.3.

COMENTARIO

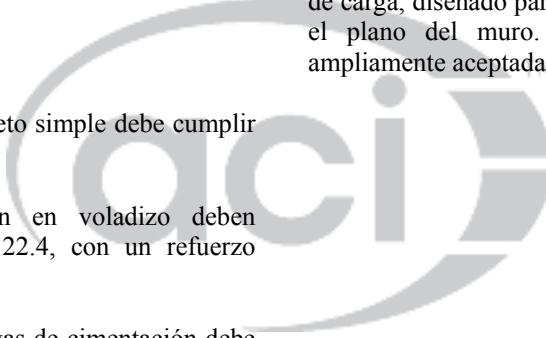
R11 — MUROS

R11.1 — Alcance

R11.1.1 Este capítulo se aplica, generalmente, a muros como elementos resistentes a fuerzas verticales y laterales. En este capítulo se incluyen las disposiciones para cortante en el plano de muros estructurales ordinarios, en contraposición a los muros estructurales especiales de 18.10.

R11.1.2 Los muros estructurales especiales se deben detallar según las disposiciones de 18.10. Este Reglamento usa el término “muro estructural” como sinónimo de “muro de cortante”. A pesar de que este Reglamento no define los muros de cortante, la definición de muro estructural del Capítulo 2 establece que “un muro de cortante es un muro estructural.”

El ASCE 7 define un muro estructural como un muro que cumple con la definición de muro de carga o de muro de cortante. Un muro de carga se define como un muro que soporta carga vertical mayor que un cierto valor de umbral. Un muro de cortante se define como un muro, de carga o no de carga, diseñado para resistir fuerzas laterales que actúan en el plano del muro. Las definiciones del ASCE 7 son ampliamente aceptadas.



R11.2 — Generalidades

REGLAMENTO

COMENTARIO

11.2.3 Distribución de la carga

11.2.3.1 A menos que un análisis demuestre lo contrario, la longitud horizontal de un muro considerada como efectiva para cada carga concentrada no debe exceder la menor de la distancia centro a centro de las cargas, y el ancho del área de apoyo más cuatro veces el espesor del muro. La longitud horizontal efectiva para apoyo no debe extenderse más allá de las juntas verticales de muros a menos que se hayan diseñado para la transferencia de fuerzas a través de las juntas.

11.2.4 Elementos que intersectan

11.2.4.1 Los muros deben anclarse a los elementos que los intersectan, como pisos o cubiertas, columnas, pilas, contrafuertes, o otros muros que los intersecten; y a las zapatas.

11.3 — Límites de diseño

11.3.1 Espesor mínimo de muros

11.3.1.1 El espesor mínimo del muro debe cumplir con la Tabla 11.3.1.1. Se permiten muros más delgados cuando el análisis estructural demuestre que el muro posee resistencia y estabilidad adecuadas.

Tabla 11.3.1.1 — Espesor mínimo del muro, *h*

Tipo de muro		Espesor mínimo del muro, <i>h</i>	
De carga ^[1]	El mayor de:	4 pulg.	(a)
		1/25 de la menor entre la altura y la longitud no apoyadas	(b)
No portante	El mayor de:	4 pulg.	(c)
		1/30 de la menor entre la altura y la longitud no apoyadas	(d)
Exteriores de sótanos y cimentaciones ^[1]		7.5 pulg.	(e)

^[1] Sólo se aplica a muros diseñados de acuerdo con el método de diseño simplificado de 11.5.3.

11.4 — Resistencia requerida

11.4.1 Generalidades

11.4.1.1 La resistencia requerida se debe calcular de acuerdo con las combinaciones de mayoración de carga definidas en el Capítulo 5.

11.4.1.2 La resistencia requerida se debe calcular de acuerdo con los procedimientos de análisis definidos en el Capítulo 6.

11.4.1.3 Los efectos de esbeltez se deben calcular de acuerdo con 6.6.4, 6.7 ó 6.8. De manera alternativa, se permite utilizar el análisis de esbeltez fuera del plano de 11.8 en muros que cumplen con los requisitos de esa sección.

R11.2.4.1 Los muros que no dependen de elementos que los intersectan para que les proporcionen apoyo no tienen que estar conectados a dichos elementos. Con frecuencia, los muros de contención masivos se separan de los muros que los intersectan para poder acomodar las diferencias en deformaciones.

R11.3 — Límites de diseño

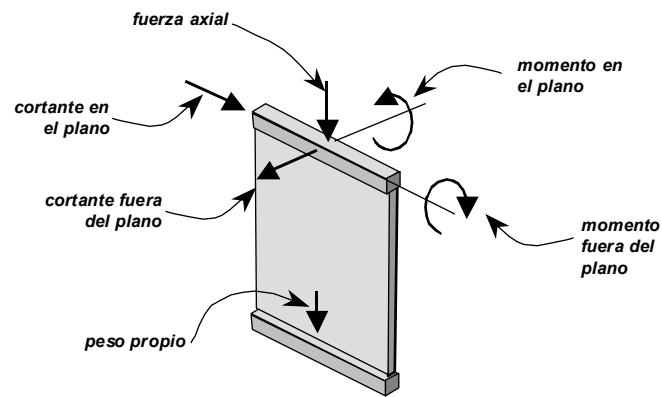
R11.3.1 Espesor mínimo de muros

R11.3.1.1 Los requisitos de espesor mínimo no necesitan aplicarse a muros de carga y muros exteriores de sótanos y cimentaciones diseñados por medio de 11.5.2 ó analizados por medio de 11.8.

R11.4 — Resistencia requerida

R11.4.1 Generalidades

R11.4.1.3 Las fuerzas que normalmente actúan en un muro se ilustran en la Fig. R11.4.1.3.

REGLAMENTO**COMENTARIO****Fig. R11.4.1.3 — Fuerzas dentro y fuera del plano.**

11

11.4.1.4 Los muros deben diseñarse para cargas axiales excéntricas y cualquier carga lateral o de otro tipo a las que estén sometidos.

11.4.2 Fuerza axial y momento mayorados

11.4.2.1 Los muros deben diseñarse para el momento máximo mayorado, M_u , que puede acompañar a la fuerza axial mayorada para cada combinación de carga aplicable. La fuerza axial mayorada, P_u , a una excentricidad dada, no debe exceder $\phi P_{n,max}$ donde $P_{n,max}$ debe ser el dado en 22.4.2.1 y el factor de reducción de la resistencia ϕ debe ser el de secciones controladas por compresión de la Tabla 21.2.2. El momento máximo mayorado M_u debe incrementarse por los efectos de esbeltez de acuerdo con 6.6.4, 6.7 ó 6.8.

11.4.3 Cortante mayorado

11.4.3.1 Los muros deben diseñarse para la fuerza cortante máxima mayorada, V_u , en el plano y fuera del plano.

11.5 — Resistencia de diseño**11.5.1 Generalidades**

11.5.1.1 Para cada combinación de mayoración de carga aplicable la resistencia de diseño debe cumplir con $\phi S_n \geq U$ en todas las secciones del muro, incluyendo (a) hasta (c). Se debe considerar la interacción entre la carga axial y la flexión.

- (a) $\phi P_n \geq P_u$
- (b) $\phi M_n \geq M_u$
- (c) $\phi V_n \geq V_u$

11.5.1.2 ϕ debe determinarse de acuerdo con 21.2.

11.5.2 Carga axial y flexión dentro y fuera del plano

11.5.2.1 Para los muros de carga, P_n y M_n (dentro y fuera del plano) deben calcularse de acuerdo con 22.4. De manera alternativa, se permite considerar la carga axial y flexión fuera del plano de acuerdo con 11.5.3.

R11.5 — Resistencia de diseño**R11.5.2 Carga axial y flexión dentro y fuera del plano**

REGLAMENTO

11.5.2.2 Para los muros no portantes, M_n debe calcularse de acuerdo con 22.3.

11.5.3 Carga axial y flexión fuera del plano — método simplificado de diseño

11.5.3.1 Cuando la resultante de todas las cargas mayoradas esté localizada dentro del tercio central del espesor total de un muro macizo con una sección transversal rectangular, se permite calcular P_n por medio de:

$$P_n = 0.55 f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{k \ell_c}{32h} \right)^2 \right] \quad (11.5.3.1)$$

COMENTARIO

R11.5.2.2 Por definición, los muros no portantes no están sometidos a fuerzas axiales significativas; por lo tanto, la resistencia a flexión no es una función de la fuerza axial.

R11.5.3 Carga axial y flexión fuera del plano — método simplificado de diseño

R11.5.3.1 El método de diseño simplificado se aplica sólo a secciones transversales rectangulares macizas; todas las demás secciones deben diseñarse de acuerdo con 11.5.2.

Las cargas axiales excéntricas y momentos debidos a fuerzas fuera del plano se usan para determinar la excentricidad total máxima de la fuerza axial mayorada P_u . Cuando la fuerza axial resultante para todas las combinaciones aplicables de carga se encuentre localizada dentro del tercio central del espesor del muro (excentricidad no mayor de $h/6$) en todas las secciones a lo largo del muro no deformado, no hay tracción inducidas en el muro y puede emplearse el método de diseño simplificado. El diseño se efectúa en este caso considerando P_u como una carga axial concéntrica. La fuerza axial mayorada P_u debe ser menor o igual a la resistencia de diseño por carga axial ϕP_n , calculada por medio de la ecuación (11.5.3.1).

La ecuación (11.5.3.1) da como resultado resistencias comparables con las que se determinan por medio de 11.5.2 para miembros cargados en el tercio central del espesor para diferentes condiciones de arriostramiento y restricción en los extremos. Véase la Fig. R11.5.3.1.

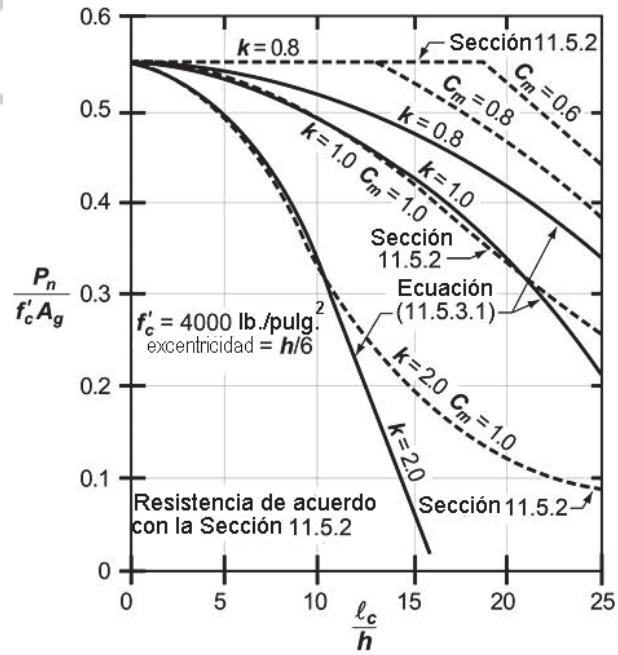


Fig. R11.5.3.1 — Diseño simplificado de muros, ecuación (11.5.3.1), comparada con 11.5.2.

11.5.3.2 El factor de longitud efectiva k para ser utilizado en la ecuación (11.5.3.1) debe cumplir con la Tabla 11.5.3.2.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

Tabla 11.5.3.2 — Factor de longitud efectiva k para muros

Condiciones de borde	k
Muros arriostrados en la parte superior e inferior contra desplazamiento lateral, y (a) Restringidos contra rotación en uno o ambos extremos (superior, inferior o ambos)	0.8
(b) No restringidos contra la rotación en ambos extremos	1.0
Muros no arriostrados contra desplazamiento lateral	2.0

11.5.3.3 El factor de reducción de resistencia ϕ para P_n en la ecuación (11.5.3.1) debe ser el factor para secciones controladas por compresión de 21.2.2.

11.5.3.4 El refuerzo del muro no debe ser menor al requerido por 11.6.

11.5.4 Fuerza cortante en el plano del muro

11.5.4.1 V_n debe calcularse de acuerdo con 11.5.4.2 hasta 11.5.4.8. De manera alternativa, se permite diseñar muros con $h_w \leq 2\ell_w$ para cortante en el plano del muro de acuerdo con el procedimiento puntal-tensor del Capítulo 23. En todos los casos, el refuerzo debe cumplir los límites de 11.6, 11.7.2 y 11.7.3.

11.5.4.2 Para el diseño de fuerzas cortantes horizontales en el plano del muro, h es el espesor del muro y d debe considerarse igual a $0.8\ell_w$. Se puede utilizar un valor mayor de d , igual a la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de la resultante de las fuerzas de todo el refuerzo en tracción, cuando la localización de la resultante se determine por medio de un análisis de compatibilidad de deformaciones.

11.5.4.3 V_n en cualquier sección horizontal no debe exceder $10\sqrt{f'_c}hd$.

11.5.4.4 V_n debe calcularse mediante:

$$V_n = V_c + V_s \quad (11.5.4.4)$$

11.5.4.5 A menos que se haga un cálculo más detallado de acuerdo con 11.5.4.6, V_c no se debe exceder $2\lambda\sqrt{f'_c}hd$ para muros sometidos a compresión axial, ni exceder el valor dado en 22.5.7 para muros sometidos a tracción axial.

11.5.4.6 Se permite calcular V_c de acuerdo con la Tabla 11.5.4.6, donde N_u es positivo para compresión y negativo para tracción y la cantidad N_u/A_g debe expresarse en lb./pulg.².

R11.5.4 Fuerza cortante en el plano del muro

R11.5.4.1 El cortante en el plano del muro es importante principalmente para muros estructurales con relación altura a longitud pequeña. El diseño de muros más altos, en particular de aquéllos que tienen refuerzo uniformemente distribuido, probablemente va a estar controlado por consideraciones de flexión. Se pueden presentar excepciones en los muros estructurales altos sometidos a excitación sísmica fuerte.

R11.5.4.3 Este límite se incluyó como resguardo contra fallas por compresión diagonal en muros de cortante.

R11.5.4.6 Las expresiones (a) hasta (e) de la Tabla 11.5.4.6 se pueden usar para determinar V_c en cualquier sección dentro un muro de cortante. La expresión (d) corresponde a la ocurrencia de una fisuración de cortante en el alma con un esfuerzo principal a tracción de aproximadamente $4\lambda\sqrt{f'_c}$ en el centroide de la sección transversal del muro de cortante. La expresión (e) corresponde

REGLAMENTO

COMENTARIO

aproximadamente a la existencia de una fisuración de flexión-cortante con un esfuerzo a tracción por flexión de $6\lambda\sqrt{f'_c}$ en una sección localizada a una distancia $\ell_w/2$ por encima de la sección que se investiga. En la medida que el término $(M_u/V_u - \ell_w/2)$ disminuye, (d) controla y se debe usar (d) aunque el término llegue a ser negativo.

Tabla 11.5.4.6 — V_c : muros no preeforzados y preeforzados

Opción de cálculo	Fuerza axial	V_c		
Simplificado	Compresión		$2\lambda\sqrt{f'_c}hd$	(a)
	Tracción	Mayor de:	$2\left(1 + \frac{N_u}{500A_g}\right)\lambda\sqrt{f'_c}hd$	(b)
			0	(c)
Detallado	Tracción o compresión	Menor de:	$3.3\lambda\sqrt{f'_c}hd + \frac{N_u d}{4\ell_w}$	(d)
			$\left[0.6\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{\ell_w \left(1.25\lambda\sqrt{f'_c} + 0.2\frac{N_u}{\ell_w h}\right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{\ell_w}{2}}\right]hd$	(e)
Esta ecuación no aplica cuando $(M_u/V_u - \ell_w/2)$ es negativo.				

11.5.4.7 Se permite que las secciones situadas cerca de la base del muro menos que una distancia $\ell_w/2$ o que la mitad de la altura del muro, la que sea menor, sean diseñadas para el V_c calculado usando las opciones de cálculo detallado de la Tabla 11.5.4.6, a una distancia medida desde la base del muro de $\ell_w/2$ ó de la mitad de la altura del muro, la que sea menor.

11.5.4.8 V_s debe ser proporcionado por refuerzo transversal de cortante, el cual debe calcularse por medio de:

$$V_s = \frac{A_v f_y t d}{s} \quad (11.5.4.8)$$

11.5.5 Cortante fuera del plano

11.5.5.1 V_n debe calcularse de acuerdo con 22.5.

11.6 — Límites del refuerzo

11.6.1 Cuando $V_u \leq 0.5\phi V_c$ en el plano del muro, ρ_ℓ mínimo y ρ_t mínimo deben cumplir con la Tabla 11.6.1. No hay necesidad de cumplir estos límites si se demuestra por medio de análisis estructural que se obtiene resistencia y estabilidad adecuadas.

R11.5.4.7 Los valores de V_c calculados con (d) y (e) de la Tabla 11.5.4.6 en una sección localizada a una distancia $\ell_w/2$ ó $h_w/2$, la que sea menor, por encima de la base del muro se aplique a esa sección y a todas las secciones localizadas entre ésta y la base del muro. Sin embargo, la fuerza cortante mayorada máxima V_u en cualquier sección, incluyendo la base del muro, está limitada por el valor de V_n máximo admisible de acuerdo con 11.5.4.3.

R11.5.4.8 La ecuación (11.5.4.8) se presenta en términos de resistencia a cortante V_s contribuida por el refuerzo horizontal de cortante para su aplicación directa en 11.5.4.4.

Debe colocarse también refuerzo vertical de cortante de acuerdo con 11.6 y cumpliendo con la limitación de espaciamiento de 11.7.2.

11.6 — Límites del refuerzo

R11.6.1 Se requiere refuerzo para cortante tanto horizontal como vertical en todos los muros. El refuerzo distribuido se identifica ya sea como orientado paralelo al eje longitudinal o transversal del muro. Por lo tanto, para segmentos verticales del muro, la nomenclatura designa la cuantía de refuerzo horizontal distribuido como ρ_t y la

REGLAMENTO**COMENTARIO**

cuantía de refuerzo distribuido vertical como ρ_t .

No se requiere refuerzo transversal en muros preesforzados prefabricados de ancho menor o igual a 12 pies, porque esa medida es menor al ancho en que los esfuerzos por temperatura y retracción pueden alcanzar una magnitud que requiera refuerzo transversal. Además, la mayor parte de la retracción ocurre antes de que los miembros sean conectados a la estructura. Una vez colocados en su posición final en la estructura, los miembros en general no están tan rígidamente conectados en el sentido transversal como el concreto monolítico. De esta manera, los esfuerzos causados por la restricción debidos a cambios de temperatura y retracción se reducen significativamente.

Esta área mínima de refuerzo en muros prefabricados ha sido usada por muchos años sin problemas y es recomendada por el Precast/Prestressed Concrete Institute (PCI MNL-120-4) y por el Canadian Concrete Design Standard (2009). Las disposiciones para un menor refuerzo mínimo y mayor espaciamiento de 11.7.2.2 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 esfuerzos por retracción que muros comparables construidos en sitio.

11

Tabla 11.6.1 — Refuerzo mínimo para muros con $V_u \leq 0.5\phi V_c$ en el plano del muro

Tipo de mu ro	Tipo de refuerzo no preesforzado	Tamaño de la barra o alambre	f_y , lb/pulg. ²	Refuerzo longitudinal mínimo ^[1] , ρ_t	Refuerzo horizontal mínimo, ρ_t
Construido en obra	Barras corrugadas	≤ No. 5	≥ 60,000	0.0012	0.0020
		< 60,000	0.0015	0.0025	
	Refuerzo de alambre electrosoldado	> No. 5	Cualquiera	0.0015	0.0025
		≤ W31 ó D31	Cualquiera	0.0012	0.0020
Prefabricado ^[2]	Barras corrugadas o refuerzo de alambre electrosoldado	Cualquiera	Cualquiera	0.0010	0.0010

^[1]No es necesario que los muros preesforzados, con un esfuerzo promedio a compresión efectivo de al menos 225 lb/pulg.², cumplan con los requisitos para refuerzo mínimo longitudinal, ρ_t .

^[2]En muros en una dirección prefabricados, preesforzados, con ancho menor de 12 pies y no conectados mecánicamente para causar restricción en la dirección horizontal, no es necesario cumplir con los requisitos mínimos de refuerzo en la dirección normal al refuerzo para flexión.

11.6.2 Cuando $V_u \geq 0.5\phi V_c$ en el plano del muro, se deben cumplir (a) y (b):

(a) ρ_t debe ser al menos el mayor valor entre el valor calculado mediante la ecuación (11.6.2) y 0.0025, pero no necesita exceder al ρ_t requerido por la Tabla 11.6.1.

$$\rho_t \geq 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{\ell_w} \right) (\rho_t - 0.0025) \quad (11.6.2)$$

(b) ρ_t debe ser al menos 0.0025.

R11.6.2 Para muros cargados monotónicamente con relaciones alto-ancho bajas, los datos de ensayos (Barda et al. 1977) indican que el refuerzo horizontal para cortante se vuelve menos efectivo para resistencia a cortante que el refuerzo vertical. La ecuación (11.6.2) reconoce este cambio de efectividad del refuerzo horizontal con respecto al vertical; si 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 refuerzo vertical (**0.0025sh**).

REGLAMENTO**COMENTARIO****11.7 — Detallado del refuerzo****11.7.1 Generalidades**

11.7.1.1 El recubrimiento de concreto para el refuerzo debe cumplir con 20.6.1.

11.7.1.2 Las longitudes de desarrollo del refuerzo corrugado y preestirado deben calcularse de acuerdo con 25.4.

11.7.1.3 La longitud de empalme del refuerzo corrugado debe calcularse de acuerdo con 25.5.

11.7.2 Espaciamiento del refuerzo longitudinal

11.7.2.1 El espaciamiento máximo, s , de las barras longitudinales en muros construidos en obra debe ser el menor entre $3h$ y 18 pulg. Cuando se requiere refuerzo para cortante para resistencia en el plano del muro, el espaciamiento del refuerzo longitudinal no debe exceder $\ell_w/3$.

11.7.2.2 El espaciamiento máximo, s , de las barras longitudinales en muros prefabricados debe ser el menor de (a) y (b):

- (a) $5h$
- (b) 18 pulg. para muros exteriores ó 30 pulg. para muros interiores.

Cuando se requiere refuerzo para resistencia a cortante en el plano del muro, el espaciamiento del refuerzo longitudinal no debe ser mayor que el menor de $3h$, 18 pulg. y $\ell_w/3$.

11.7.2.3 Los muros con un h mayor de 10 pulg., excepto los muros de sótanos y muros de contención en voladizo, deben tener refuerzo distribuido en cada dirección colocado en dos capas paralelas a las caras del muro de acuerdo con (a) y (b):

- (a) Una capa consistente en no menos de un medio y no más de dos tercios del refuerzo total requerido para cada dirección debe colocarse a no menos de 2 pulg. ni a más de $h/3$ medidos a partir de la superficie exterior.
- (b) La otra capa, consistente en el resto del refuerzo requerido en esa dirección, debe colocarse a no menos de $3/4$ pulg. ni a más de $h/3$ del espesor del muro medidos a partir de la superficie interior.

11.7.2.4 El refuerzo en tracción por flexión debe distribuirse adecuadamente y colocarse tan cerca como sea posible de la cara en tracción.

11.7.3 Espaciamiento del refuerzo transversal

11.7.3.1 El espaciamiento máximo, s , del refuerzo transversal en los muros construidos en sitio no debe exceder el menor de $3h$ y 18 pulg. Cuando se requiere refuerzo a cortante para resistencia en el plano del muro, el espaciamiento del refuerzo transversal no debe ser mayor que $\ell_w/5$.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

11.7.3.2 El espaciamiento s de las barras transversales en muros prefabricados no debe exceder el menor de (a) y (b):

- (a) **5h**
- (b) 18 pulg. para muros exteriores ó 30 pulg. para muros interiores.

Cuando se requiere refuerzo a cortante para resistencia en el plano del muro, s no debe exceder el menor de **3h**, 18 pulg. y $\ell_w/5$.

11.7.4 Apoyo lateral del refuerzo longitudinal

11.7.4.1 Cuando se requiere refuerzo longitudinal como refuerzo para resistencia axial o cuando A_{st} es mayor que **0.01A_g**, el refuerzo longitudinal debe estar apoyado lateralmente por estribos transversales.

11.7.5 Refuerzo alrededor de aberturas

11.7.5.1 Adicionalmente al refuerzo mínimo requerido por 11.6, alrededor de vanos de ventanas, puertas y aberturas de similar tamaño, deben colocarse por lo menos dos barras No. 5 en ambas direcciones en todos los muros que tengan dos capas de refuerzo y una barra No. 5 en ambas direcciones en los muros que tengan una sola capa de refuerzo. Estas barras deben anclarse para desarrollar f_y en tracción en las esquinas de las aberturas.

11.8 — Método alternativo para el análisis fuera del plano de muros esbeltos

11.8.1 Generalidades

11.8.1.1 Se pueden analizar los efectos de esbeltez fuera del plano del muro usando los requisitos de esta sección para muros que cumplan con (a) hasta (e).

- (a) La sección transversal es constante en toda la altura del muro
- (b) El muro debe estar controlado por tracción para los efectos de flexión fuera de su plano
- (c) ϕM_n es al menos M_{cr} , donde M_{cr} se calcula usando f_r dado en 19.2.3
- (d) P_u a media altura del muro no excede **0.06f'cA_g**
- (e) La deflexión fuera del plano calculada, Δ_s , debida a las cargas de servicio, incluyendo el efecto $P\Delta$, no excede $\ell_c/150$

11.8.2 Modelaje

11.8.2.1 El muro debe analizarse como un elemento simplemente apoyado, cargado axialmente sometido a una carga lateral uniforme fuera del plano, con momentos y deflexiones máximas ocurriendo a media altura.

R11.8 — Método alternativo para el análisis fuera del plano de muros esbeltos

R11.8.1 Generalidades

R11.8.1.1 Este procedimiento se presenta como una alternativa a los requisitos de 11.5.2.1 para el diseño fuera del plano de paneles de muro esbeltos restringidos para rotación en su parte superior.

Los paneles que tienen ventanas u otras aberturas grandes se consideran 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 ACI 551 y Carter et al. (1993) se discuten muchos aspectos del diseño de muros y edificios construidos con el sistema de muros levantados (tilt-up).

REGLAMENTO

COMENTARIO

11.8.2.2 Las cargas gravitacionales concentradas aplicadas al muro por encima de cualquier sección deben suponerse distribuidas en un ancho igual al ancho del área de carga, más un ancho a cada lado que se incrementa con una pendiente de 2 en vertical a 1 en horizontal, pero sin exceder (a) o (b):

- (a) El espaciamiento de las cargas concentradas
- (b) Los bordes del panel de muro

11.8.3 Momento mayorado

11.8.3.1 M_u a media altura del muro debido a carga axial y flexión combinadas debe incluir los efectos de la deflexión del muro de acuerdo con (a) o (b):

- (a) Por cálculo iterativo, usando:

$$M_u = M_{ua} + P_u \Delta_u \quad (11.8.3.1a)$$

donde M_{ua} es el máximo momento mayorado ubicado a media altura del muro, debido a las cargas laterales y cargas verticales excéntricas, sin incluir los efectos $P\Delta$. Δ_u debe calcularse con la ecuación:

$$\Delta_u = \frac{5M_u \ell_c^2}{(0.75)48E_c I_{cr}} \quad (11.8.3.1b)$$

donde I_{cr} debe calcularse con la ecuación:

$$I_{cr} = \frac{E_s}{E_c} \left(A_s + \frac{P_u}{f_y} \frac{h}{2d} \right) \left(d - c \right)^2 + \frac{\ell_w c^3}{3} \quad (11.8.3.1c)$$

y el valor de E_s/E_c debe ser al menos 6.

- (b) Por cálculo directo usando la ecuación:

$$M_u = \frac{M_{ua}}{\left(1 - \frac{5P_u \ell_c^2}{(0.75)48E_c I_{cr}} \right)} \quad (11.8.3.1d)$$

11.8.4 Deflexión fuera del plano — cargas de servicio

11.8.4.1 La deflexión máxima fuera del plano debida a las cargas de servicio, Δ_s , debe calcularse de acuerdo con la Tabla 11.8.4.1, donde M_a se debe calcular con la ecuación 11.8.4.2.

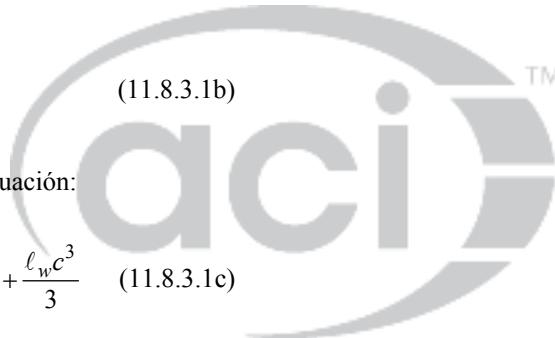
Tabla 11.8.4.1 — Cálculo de Δ_s

M_a	Δ_s	
$\leq (2/3)M_{cr}$	$\Delta_s = \left(\frac{M_a}{M_{cr}} \right) \Delta_{cr}$	(a)
$> (2/3)M_{cr}$	$\Delta_s = (2/3)\Delta_{cr} + \left(\frac{(M_a - (2/3)M_{cr})}{(M_n - (2/3)M_{cr})} \right) (\Delta_n - (2/3)\Delta_{cr})$	(b)

R11.8.3 Momento mayorado

R11.8.3.1 La profundidad del eje neutro, c , en la ecuación (11.8.3.1c) corresponde a la siguiente área efectiva del refuerzo longitudinal:

$$A_{se,w} = A_s + \frac{P_u}{f_y} \left(\frac{h/2}{d} \right)$$



R11.8.4 Deflexión fuera del plano — cargas de servicio

R11.8.4.1 Datos de ensayos (Athey 1982) demuestran que las deformaciones fuera del plano aumentan rápidamente cuando el momento a nivel de carga de servicio excede $(2/3)M_{cr}$. Se usa una interpolación lineal entre Δ_{cr} y Δ_n para determinar Δ_s y simplificar el diseño de los muros esbeltos si $M_a > (2/3)M_{cr}$.

En el Capítulo 5 de este Reglamento no se definen combinaciones de carga para el nivel de servicio. Éstas se discuten en el Apéndice C del ASCE/SEI 7-10 (2010). Los apéndices del ASCE/SEI 7 no se consideran partes obligatorias de esa norma.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

Para calcular las deformaciones laterales a nivel de cargas de servicio de la estructura, el Apéndice C del ASCE/SEI 7-10 recomienda usar la siguiente combinación de carga:

$$D + 0.5L + W_a$$

en la cual W_a es la carga de viento basada en velocidades del viento para condiciones de servicio dadas en el Apéndice C del comentario de ASCE/SEI 7-10. Si el muro esbelto se diseña para resistir los efectos sísmicos, E , y E se basa en efectos sísmicos al nivel de resistencia, la siguiente combinación de carga se considera adecuada para evaluar las deflexiones laterales al nivel de cargas de servicio:

$$D + 0.5L + 0.7E$$

11.8.4.2 El momento máximo M_a debido a las cargas laterales y verticales excéntricas a media altura del muro, en servicio, incluyendo los efectos $P_s\Delta_s$ debe calcularse con la ecuación (11.8.4.2) con iteración de las deflexiones

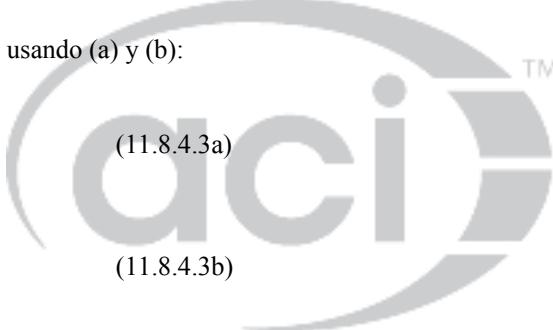
$$M_a = M_{sa} + P_s\Delta_s \quad (11.8.4.2)$$

11.8.4.3 Δ_{cr} y Δ_n deben calcularse usando (a) y (b):

$$(a) \Delta_{cr} = \frac{5M_{cr}\ell_c^2}{48E_c I_g} \quad (11.8.4.3a)$$

$$(b) \Delta_n = \frac{5M_n\ell_c^2}{48E_c I_{cr}} \quad (11.8.4.3b)$$

11.8.4.4 I_{cr} debe calcularse con la ecuación (11.8.3.1c).



REGLAMENTO**COMENTARIO****NOTAS**

11



REGLAMENTO

CAPÍTULO 12 — DIAFRAGMAS

12.1 — Alcance

12.1.1 Los requisitos de este capítulo se aplican al diseño de diafragmas no preeforzados y preeforzados, incluyendo (a) hasta (d):

- (a) Diafragmas que son losas construidas en sitio.
- (b) Diafragmas que comprenden una losa de afinado construida en sitio sobre elementos prefabricados.
- (c) Diafragmas que comprenden elementos prefabricados con franjas de borde formadas por un afinado de piso de concreto construido en sitio o por vigas de borde.
- (d) Diafragmas de elementos prefabricados interconectados sin afinado de piso de concreto.

12.1.2 Los diafragmas en estructuras asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico D, E o F deben además cumplir con los requisitos de 18.12.

12.2 — Generalidades

12.2.1 El diseño debe considerar de (a) hasta (e), según corresponda:

- (a) Fuerzas en el plano del diafragma debidas a cargas laterales que actúan sobre la edificación.
- (b) Fuerzas de transferencia en el diafragma.
- (c) Fuerzas de conexión entre el diafragma y los elementos estructurales verticales y elementos no estructurales.
- (d) Fuerzas resultantes del arrastre de elementos verticales o inclinados de la edificación.
- (e) Fuerzas fuera del plano del diafragma debidas a cargas gravitacionales u otras cargas aplicadas en la superficie del diafragma.

COMENTARIO

R12 — DIAFRAGMAS

R12.1 — Alcance

R12.1.1 Normalmente, los diafragmas son elementos planos horizontales o casi horizontales que sirven para transferir fuerzas laterales a los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales (véase la Fig. R12.1.1). Los diafragmas también amarran los elementos de la edificación entre sí conformando un sistema tridimensional completo y dan apoyo lateral a esos elementos conectándolos al sistema de resistencia ante fuerzas laterales. En general, los diafragmas también sirven como losas de piso y de cubierta, o como rampas estructurales en estacionamientos y, por lo tanto, soportan cargas gravitacionales. Un diafragma puede incluir cuerdas y colectores.

Cuando se encuentran sometidos a cargas laterales, tales como fuerzas iniciales actuando en el plano del diafragma de cubierta de la Fig. R12.1.1, el diafragma actúa esencialmente como una viga que se extiende horizontalmente entre los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales. El diafragma, entonces, desarrolla momentos de flexión y cortantes en su plano y posiblemente otras acciones. Cuando los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales no se extienden a lo largo de toda la altura del diafragma, se pueden necesitar colectores que reciban el cortante del diafragma y lo transfieran a los elementos verticales. En ocasiones, se usa el término "distribuidor" para describir un colector que transfiere fuerzas desde un elemento vertical del sistema de resistencia ante fuerzas laterales hacia el diafragma. Este capítulo describe los requisitos mínimos para el diseño y el detallado, incluyendo la configuración, modelos de análisis, materiales y resistencia de diafragmas y colectores.

Este capítulo cubre solo los tipos de diafragma incluidos en sus requisitos, otros tipos de diafragmas, tales como cerchas horizontales, se han usado con éxito en edificios, pero este capítulo no incluye disposiciones prescriptivas para estos tipos de diafragma.

R12.2 — Generalidades

R12.2.1 Como se ilustra de parcialmente en la Fig. R12.1.1, los diafragmas resisten fuerzas provenientes de distintos tipos de acciones (Moehle et al. 2010):

- (a) **Fuerzas en el plano del diafragma** — Las fuerzas laterales provenientes de las combinaciones de carga, incluyendo viento, sismo y presiones horizontales de fluidos o empuje del suelo, generan acciones de cortante, axiales y de flexión en el plano del diafragma a medida que éste salva el espacio entre elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales y transfiere fuerzas a ellos. Para cargas de viento, la fuerza lateral es generada por la presión del viento que actúa sobre la fachada de la edificación y es transferida por los diafragmas a los elementos verticales. Para las fuerzas de

REGLAMENTO**COMENTARIO**

sismo, las fuerzas iniciales se generan dentro del diafragma y las porciones aferentes de muros, columnas y otros elementos, y luego son transferidas por los diafragmas a los elementos verticales. Para edificios con niveles subterráneos, las fuerzas laterales son generadas por el empuje ejercido por el suelo contra los muros del sótano. En un sistema típico, los muros de contención de los sótanos se extienden verticalmente entre los pisos que sirven también como diafragmas, los cuales a su vez distribuyen las fuerzas laterales del empuje del suelo hacia otros elementos resistentes a fuerzas.

(b) **Fuerzas de transferencia del diafragma** — Los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales pueden tener diferentes propiedades a lo largo de su altura, o bien sus planos de resistencia pueden cambiar de un piso a otro, creando transferencias de fuerzas entre los elementos verticales. Una ubicación común donde cambian los planos de resistencia es a nivel del terreno de una edificación con una planta subterránea ampliada. En estos casos las fuerzas pueden transferirse desde la torre más angosta hacia los muros de contención de los sótanos a través de un diafragma de podio (véase la Fig. R12.1.1).

(c) **Fuerzas de conexión** — La presión del viento que actúa sobre las superficies expuestas de la edificación genera fuerzas fuera del plano sobre esas superficies. Del mismo modo, la vibración producida por un sismo puede generar fuerzas iniciales en los elementos estructurales verticales y no estructurales como son los de la fachada. Estas fuerzas son transferidas desde los elementos donde se desarrollan las fuerzas hacia el diafragma a través de las conexiones.

(d) **Fuerzas de arriostramiento de las columnas** — Las configuraciones arquitectónicas a veces requieren columnas inclinadas, que pueden provocar grandes empujes dentro del plano de los diafragmas debidos a las cargas de gravedad y de vuelco. Estos empujes pueden actuar en diferentes direcciones dependiendo de la orientación de la columna y de si se encuentra en compresión o en tracción. Cuando estos empujes no están balanceados localmente por otros elementos, las fuerzas deben transferirse al diafragma de modo que puedan ser transmitidas a otros elementos apropiados del sistema de resistencia ante fuerzas laterales. Dichas fuerzas son comunes y pueden ser significativas en columnas prefabricadas cargadas excéntricamente y que no están construidas monolíticamente con la estructura adyacente. El diafragma también da soporte lateral a las columnas que no están diseñadas como parte del sistema de resistencia ante fuerzas laterales, conectándolas a otros elementos que proporcionan estabilidad lateral a la estructura.

(e) **Fuerzas fuera del plano del diafragma** — La mayoría de los diafragmas forman parte de la estructura del piso y cubierta y, por lo tanto, soportan fuerzas gravitacionales. El reglamento general de construcción puede además exigir que se consideren las fuerzas fuera del plano debido a la fuerza de levantamiento del viento

REGLAMENTO

COMENTARIO

en una losa de cubierta y a la aceleración vertical debida a los efectos del sismo.

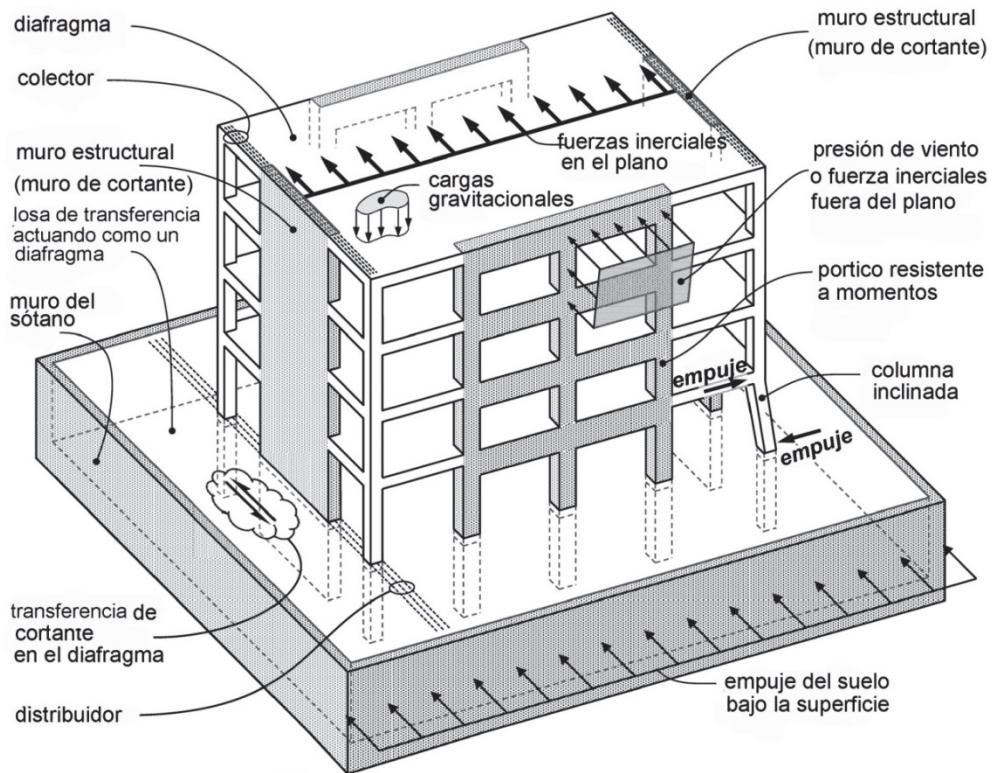


Fig. R12.1.1 — Acciones típicas en el diafragma

12.2.2 Materiales

12.2.2.1 Las propiedades de diseño del concreto deben seleccionarse de acuerdo con el Capítulo 19.

12.2.2.2 Las propiedades de diseño del acero de refuerzo deben seleccionarse de acuerdo con el Capítulo 20.

12.3 — Límites de diseño

12.3.1 Espesor mínimo de diafragmas

12.3.1.1 Los diafragmas deben tener el espesor requerido para estabilidad, resistencia y rigidez bajo las combinaciones de mayoración de carga.

12.3.1.2 Los diafragmas de piso y cubierta deben tener un espesor no menor al requerido en otras partes del Reglamento para los elementos de piso y de cubierta.

R12.3 — Límites de diseño

R12.3.1 Espesor mínimo de diafragmas — Se puede requerir que los diafragmas resistan momento, cortante y fuerza axial en su plano. Para los diafragmas completamente construidos en sitio o conformados por losas compuestas de afinado de piso y miembros prefabricados, el espesor de todo el diafragma debe ser suficiente para resistir dichas acciones. Para losas con afinado de piso no compuestas, el espesor del afinado de piso construido en sitio por si solo debe ser suficiente para resistir esas acciones. La Sección 18.12 contiene los requisitos específicos para los diafragmas en edificaciones asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico D, E y F.

Además de los requisitos para resistir las fuerzas en el plano, los diafragmas que forman parte del piso o cubierta deben cumplir con los requisitos aplicables para el espesor de la losa o las alas de las vigas.

REGLAMENTO

12.4 — Resistencia requerida

12.4.1 Generalidades

12.4.1.1 La resistencia requerida para los diafragmas, colectores y sus conexiones debe calcularse de acuerdo con las combinaciones de mayoración de carga definidas en el Capítulo 5.

12.4.1.2 La resistencia requerida de diafragmas que forman parte del piso o cubierta debe incluir los efectos de las cargas fuera del plano que se producen simultáneamente con otras cargas aplicables.

12.4.2 Modelación y análisis del diafragma

12.4.2.1 Los requisitos para la modelación y análisis de los diafragmas del reglamento general de construcción deben regir cuando sean aplicables. De lo contrario, la modelación y análisis de los diafragmas debe cumplir con lo definido en 12.4.2.2 hasta 12.4.2.5.

12.4.2.2 Los procedimientos de modelación y análisis de los diafragmas deben cumplir con los requisitos del Capítulo 6.

COMENTARIO

R12.4 — Resistencia requerida

Generalmente, las combinaciones de mayoración de carga deben considerar las cargas fuera del plano que actúan simultáneamente con las fuerzas en el plano del diafragma. Por ejemplo, esto se requiere donde una viga de piso sirve también como colector, en cuyo caso la viga debe ser diseñada para resistir las fuerzas axiales derivadas de su acción como un colector y para los momentos de flexión derivados de su acción como viga de piso que soporta cargas gravitacionales.

R12.4.2 Modelación y análisis del diafragma

12.4.2.1 El ASCE/SEI 7 contiene requisitos para la modelación de diafragmas para ciertas condiciones de diseño, tales como los requisitos de diseño para resistir cargas por viento y sísmicas. Cuando se adopta el ASCE/SEI 7 como parte del reglamento general de construcción, sus requisitos rigen y no los de este Reglamento.

12.4.2.2 El Capítulo 6 contiene los requisitos generales aplicables para el análisis de diafragmas. Normalmente, los diafragmas se diseñan para permanecer elásticos o casi elásticos ante las fuerzas que actúan en su plano obtenidas de las combinaciones de mayoración de carga. Por lo tanto, generalmente se aceptan los métodos de análisis que satisfacen la teoría del análisis elástico. Se pueden aplicar los requisitos para el análisis elástico de 6.6.1 hasta 6.6.3.

La rigidez en el plano del diafragma afecta no solamente la distribución de las fuerzas dentro del diafragma sino también la distribución de los desplazamientos y fuerzas de los elementos verticales. En consecuencia, el modelo de rigidez del diafragma debe ser coherente con las características de la edificación. Cuando el diafragma es muy rígido comparado con los elementos verticales, como en un diafragma construido en sitio apoyado sobre pórticos resistentes a momento poco esbeltos, es aceptable modelar el diafragma como un elemento completamente rígido. Cuando el diafragma es flexible comparado con los elementos verticales, como en algunos sistemas consistentes en prefabricados unidos entre si y apoyados sobre muros estructurales, puede ser aceptable modelar el diafragma como una viga flexible que se extiende entre apoyos rígidos. En otros casos, puede ser aconsejable adoptar un modelo analítico más detallado para considerar los efectos de flexibilidad del diafragma en la distribución de los desplazamientos y fuerzas. Por ejemplo, edificaciones en las que las rigideces del diafragma y de los elementos verticales tienen aproximadamente el mismo valor, edificaciones con grandes transferencias de fuerzas, estructuras para estacionamientos en las que las rampas se conectan entre los pisos y actúan esencialmente como elementos de arriostramiento dentro de la edificación.

Para diafragmas constituidos por losas de concreto, el ASCE/SEI 7 permite suponer un diafragma rígido cuando la relación de forma en planta del diafragma está dentro de unos límites prescritos, que varían según las cargas de viento y de

REGLAMENTO**COMENTARIO**

12.4.2.3 Se permite cualquier conjunto de suposiciones razonables y congruentes para definir la rigidez de los diafragmas.

sismo, y cuando la estructura no presenta irregularidades horizontales. Las disposiciones del ASCE/SEI 7 no prohíben suponer un diafragma rígido para otras condiciones, siempre y cuando la suposición de diafragma rígido sea razonablemente congruente con el comportamiento esperado. Los diafragmas de concreto construidos en sitio, diseñados bajo la suposición de diafragma rígido tienen un largo historial de comportamiento satisfactorio aunque pueden no estar comprendidos dentro de los valores indicados en ASCE/SEI 7.

R12.4.2.3 Para los diafragmas con relación de forma baja construidos completamente en sitio o formados por un afinado de piso construido en sitio sobre elementos prefabricados, el diafragma generalmente se modela como un elemento rígido soportado por elementos verticales flexibles. Sin embargo, se deben considerar los efectos de la flexibilidad del diafragma cuando tales efectos afecten materialmente las acciones de diseño calculadas. Se deben considerar tales efectos para diafragmas que usan elementos prefabricados, con o sin afinado construido en sitio. Cuando ocurren grandes transferencias de fuerzas, como se describe en R12.2.1(b), se pueden obtener fuerzas de diseño más realistas modelando la rigidez en el plano del diafragma. Los diafragmas con grandes vanos, grandes áreas recortadas en las esquinas u otras irregularidades pueden desarrollar deformaciones en el plano que deben considerarse en el diseño (véase la Fig. R12.4.2.3(a)).

Para un diafragma considerado como rígido en su propio plano, y para diafragmas semi-rígidos, se puede obtener la distribución de las fuerzas internas del diafragma modelándolo como una viga horizontal rígida soportada sobre resortes que representan las rigideces laterales de los elementos verticales (véase la Fig. R12.4.2.3(b)). Se deben incluir en el análisis los efectos de la excentricidad en el plano entre las fuerzas aplicadas y las resistencias de los elementos verticales, que provocan la torsión general del edificio. Se pueden utilizar elementos del sistema de resistencia ante fuerzas laterales alineados en la dirección octogonal para resistir la rotación en el plano del diafragma (Moehle et al. 2010)

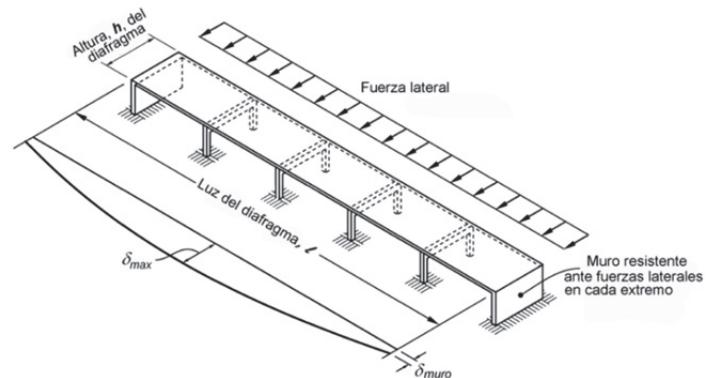


Fig. R12.4.2.3(a) — Ejemplo de diafragma que podría no ser considerado como rígido en su plano.

REGLAMENTO

COMENTARIO

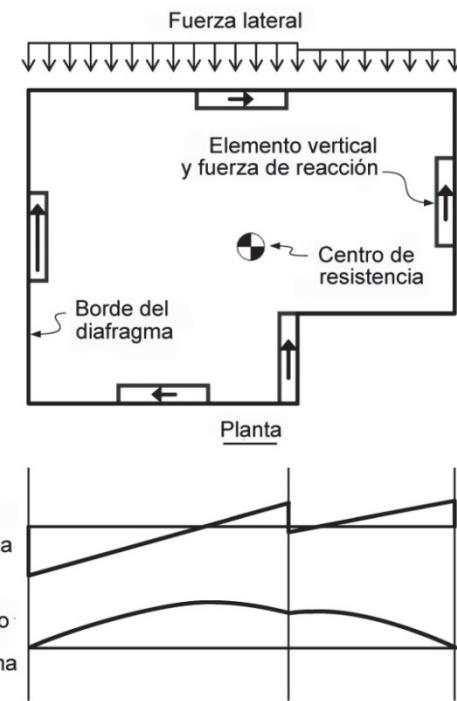


Fig. R12.4.2.3b — Acciones en el plano del diafragma obtenidas al modelar el diafragma como una viga horizontal rígida sobre apoyos flexibles.

12.4.2.4 El cálculo de los momentos, cortantes y fuerzas axiales de diseño en el plano del diafragma debe ser coherente con los requisitos de equilibrio y con las condiciones de diseño de frontera. Se permite determinar los momentos, cortantes y fuerzas axiales de diseño de acuerdo con una de las condiciones (a) hasta (e), según sea apropiado:

- (a) Un modelo de diafragma rígido para casos en que el diafragma puede ser idealizado como tal.
- (b) Un modelo de diafragma flexible para casos en que el diafragma puede ser idealizado como tal.
- (c) Análisis envolvente donde los valores de diseño son la envolvente de los valores obtenidos al suponer el límite superior y el límite inferior de rigidez en el plano para el diafragma en dos o más análisis independientes.
- (d) Un modelo de elementos finitos considerando la flexibilidad del diafragma.
- (e) Un modelo puntal-tensor de acuerdo con 23.2.

12.5 — Resistencia de diseño

12.5.1 Generalidades

12.5.1.1 Para cada combinación de mayoración de carga aplicable, las resistencias de diseño de diafragmas, colectores y sus conexiones deben cumplir con $\phi S_n \geq U$. La interacción entre los efectos de carga debe tenerse en cuenta.

R12.4.2.4 El modelo de diafragma rígido se usa ampliamente para diafragmas construidos completamente en sitio y para diafragmas conformados por un afinado de piso construido en sitio y colocado sobre elementos prefabricados, siempre y cuando no se creen condiciones flexibles como resultado de una luz larga, de una relación de forma grande o por irregularidad del diafragma. Para diafragmas más flexibles, a veces se hacen análisis de frontera amplia en los cuales el diafragma se analiza como un elemento rígido sobre apoyos flexibles y como un diafragma flexible sobre apoyos rígidos, con los valores de diseño tomados como la envolvente de los valores de los dos análisis. Los modelos de elementos finitos pueden ser adecuados para cualquier diafragma, pero son especialmente útiles para diafragmas con forma irregular y diafragmas que resisten grandes fuerzas de transferencia. La rigidez debe ajustarse según la fisuración esperada del concreto bajo cargas de diseño. Para diafragmas de prefabricados de concreto unidos que descansan sobre conectores mecánicos, puede ser necesario incluir las uniones y conectores en el modelo de elementos finitos. Para el diseño de diafragmas se puede usar el modelo puntal-tensor, siempre y cuando se incluyan las consideraciones de inversión de fuerzas que ocurren en las combinaciones de carga de diseño.

12.5 — Resistencia de diseño

12.5.1 Generalidades

R12.5.1.1 Las acciones de diseño comúnmente incluyen el momento en el plano, con o sin fuerza axial; cortante en el plano, y compresión axial y tracción en colectores y otros elementos que actúan como punitales o tensores. Algunas

REGLAMENTO

COMENTARIO

configuraciones de diafragmas pueden conducir a otros tipos de acciones de diseño. Por ejemplo, un escalón vertical en el diafragma puede resultar en flexión fuera del plano, torsión o ambos. El diafragma debe diseñarse para tales acciones cuando ellas ocurren en elementos que forman parte de la trayectoria de cargas.

Las resistencias nominales se describen en el Capítulo 22 para un diafragma idealizado como viga o elemento sólido que resistente momento, fuerza axial y cortante en el plano; y en el Capítulo 23 para un diafragma o segmento de diafragma idealizado como un sistema puntal-tensor. Los colectores y puentes alrededor de aberturas pueden diseñarse como miembros a compresión sometidos a fuerza axial usando las disposiciones de 10.5.2 con el factor de reducción de resistencia para miembros controlados por compresión de 21.2.2. Para tracción axial en esos miembros, la resistencia nominal a tracción es $A_s f_y$ y el factor de reducción de la resistencia es 0.90 como se requiere para miembros controlados por tracción en 21.2.2.

Los diafragmas se diseñan para las combinaciones de carga de 5.3. Donde el diafragma o parte del diafragma está sometido a efectos de carga múltiples debe considerarse la interacción entre los efectos de carga. Un ejemplo común se presenta cuando un colector se construye dentro de una viga o losa que también resiste cargas gravitacionales, caso en el cual el elemento se diseña para momento y fuerza axial combinados. Otro ejemplo se presenta cuando una conexión se somete simultáneamente a tracción y cortante.

12.5.1.2 ϕ debe determinarse de acuerdo con 21.2.

12.5.1.3 Las resistencias de diseño deben cumplir con (a), (b), (c) o (d):

- (a) Para un diafragma idealizado como viga, con una altura igual a la altura total del diafragma, con el momento resistido por el refuerzo de borde concentrado en los bordes del diafragma, las resistencias de diseño deben cumplir con 12.5.2 hasta 12.5.4.
- (b) Para un diafragma o segmento de diafragma idealizado como un sistema puntal-tensor, las resistencias de diseño deben cumplir con 23.3.
- (c) Para un diafragma idealizado como un modelo de elementos finitos, las resistencias de diseño deben cumplir con el Capítulo 22. En el diseño a cortante se deben considerar las distribuciones no uniformes de cortante. En esos diseños se deben colocar los colectores necesarios para transferir los cortantes del diafragma a los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales.
- (d) Se permite diseñar el diafragma usando métodos alternativos que cumplen con los requisitos de equilibrio y deben conducir a resistencias de diseño que sean iguales o mayores a las resistencias requeridas para todos los elementos en la trayectoria de cargas.

R12.5.1.3 Aplican diferentes requisitos de resistencia de diseño dependiendo de la forma en que se idealice la trayectoria de carga del diafragma.

La Sección 12.5.1.3(a) se refiere a los requisitos para los casos comunes donde un diafragma se idealiza como una viga que se extiende entre los apoyos y que resiste las fuerzas dentro del plano, con un refuerzo de cuerda en los bordes para resistir momento y fuerza axial en el plano. Si los diafragmas se diseñan según este modelo, es adecuado suponer que el flujo del cortante es uniforme en toda la altura del diafragma. La altura del diafragma se refiere a la dimensión medida en la dirección de las fuerzas laterales dentro del plano (véase la Fig. R12.4.2.3(a)). Cuando los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales no se extienden en toda la altura del diafragma, los colectores deben transferir el cortante que actúa a lo largo de las porciones restantes de la altura del diafragma hacia los elementos verticales. Las Secciones 12.5.2 hasta 12.5.4 se basan en este modelo. Este enfoque de diseño es aceptable incluso cuando algunos momentos sean resistidos por precompresión como se indica en 12.5.1.4.

Las secciones 12.5.1.3(b) hasta (d) permiten modelos alternativos para el diseño de diafragmas. Si los diafragmas se diseñan para resistir momento a través de cuerdas distribuidas, o de acuerdo con los campos de esfuerzos determinados por análisis de elementos finitos, debe tenerse en cuenta el flujo de cortante no uniforme.

REGLAMENTO

12.5.1.4 Se permite usar precompresión proveniente del refuerzo preeforzado para resistir las fuerzas del diafragma.

12

12.5.1.5 Si se diseña acero de refuerzo adherido consistente en refuerzo de preeforzado pero que no se tensiona, para resistir fuerzas en los colectores, cortante del diafragma o tracción causada por momento en el plano, el valor del esfuerzo del acero utilizado para calcular la resistencia no debe exceder la resistencia especificada a la fluencia ni 60,000 lb./pulg.².

12.5.2 Momento y fuerza axial

12.5.2.1 Se permite diseñar un diafragma para resistir momento y fuerza axial en el plano de acuerdo con 22.3 y 22.4.

12.5.2.2 Se permite resistir la tracción debida a momento usando (a), (b), (c) o (d), o una combinación de estos métodos:

- (a) Barras corrugadas que cumplan con 20.2.1.
- (b) Torones o barras, preeforzadas o no preeforzadas, que cumplan con 20.3.1.
- (c) Conectores mecánicos que atraviesen las juntas entre elementos prefabricados.
- (d) Precompresión proveniente del refuerzo preeforzado

12.5.2.3 El acero de refuerzo no preeforzado y los conectores mecánicos que resisten tracción debido a momento deben colocarse dentro de $h/4$ del borde en tracción del diafragma, donde h es la altura del diafragma medida en el plano del diafragma. Cuando la altura del diafragma cambia a lo largo del vano, se permite desarrollar refuerzo en los segmentos adyacentes del diafragma que no se encuentran dentro del límite de $h/4$.

COMENTARIO

R12.5.1.4 En el caso típico de una losa de piso preeforzada, se requiere preefuerzo, como mínimo, para resistir la combinación de carga mayorada **1.2D+1.6L**, donde L puede haber sido reducida como lo permite el reglamento general de construcción. Sin embargo, en el diseño para viento y sismo, se reduce la carga gravitacional resistida por el preeforzado porque rige la combinación de carga **1.2D + f₁L + (W ó E)**, donde f_1 es 1.0 ó 0.5 dependiendo de la naturaleza de L . Por lo tanto, se requiere sólo una porción del preeforzado efectivo para resistir las cargas gravitacionales reducidas. El resto del preeforzado efectivo puede usarse para resistir momentos en el plano del diafragma. Los momentos adicionales, si existen, son resistidos por refuerzo adicional.

R12.5.1.5 El refuerzo no preeforzado adherido, ya sean torones o barras, se usa a veces para resistir las fuerzas de diseño del diafragma. El límite impuesto a la resistencia a fluencia supuesta es para controlar el ancho de las fisuras y la abertura de las juntas. Este Reglamento no incluye disposiciones para el desarrollo de aceros de preefuerzo adherido no preeforzado. Los límites de esfuerzos para otros refuerzos se dan en el Capítulo 20.

12.5.2 Momento y fuerza axial

R12.5.2.1 Esta sección permite el diseño para momento y fuerza axial de acuerdo con las suposiciones de 22.3 y 22.4, incluida la suposición de que las deformaciones unitarias varían linealmente a través de la altura del diafragma. En la mayoría de los casos, el diseño para fuerza axial y momento se puede realizar satisfactoriamente usando una pareja aproximada de fuerzas compresión-tracción con un factor de reducción de resistencia igual a 0.90.

R12.5.2.2 El refuerzo de preefuerzo adherido usado para resistir momento y fuerza axial en el plano puede ser preeforzado o no preeforzado. Los conectores mecánicos que atraviesan juntas entre elementos prefabricados se proporcionan para completar una trayectoria continua de la carga para el refuerzo embebido de esos elementos. En la Sección R12.5.1.4 se discute el uso de la precompresión proveniente del refuerzo de preefuerzo.

R12.5.2.3 La Fig. R12.5.2.3 ilustra las ubicaciones permitidas para el refuerzo no preeforzado que resiste tracción debida a momento y fuerza axial. Donde cambia la altura del diafragma a lo largo del vano, se permite desarrollar el refuerzo para tracción en las secciones adyacentes aun si el refuerzo cae fuera del límite de $h/4$ de la sección adyacente. En esos casos, se pueden usar modelos puntal-tensor o análisis de esfuerzo plano para determinar los requisitos de las extensiones de las barras y de otros refuerzos para proporcionar continuidad a través del escalón. Las restricciones en la ubicación del refuerzo no preeforzado y conectores mecánicos intentan controlar la fisuración y la abertura excesiva de las juntas que se puede producir cerca de

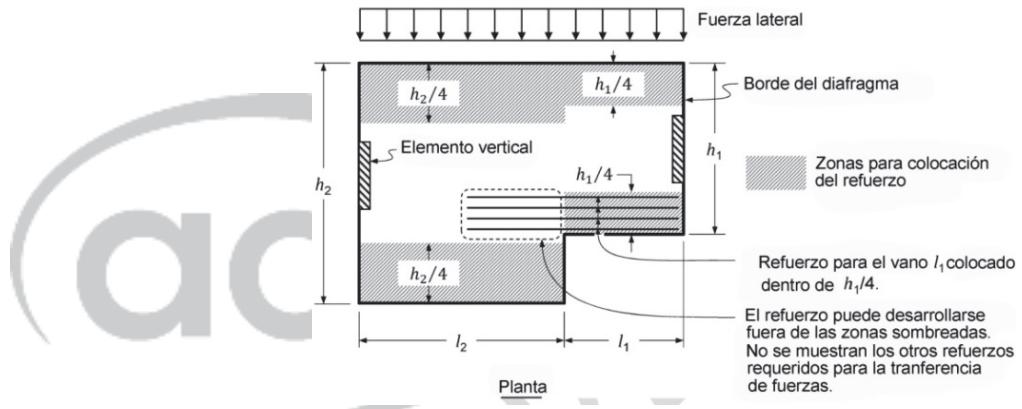
REGLAMENTO

COMENTARIO

los bordes si el refuerzo o los conectores mecánicos estuvieran distribuidos en toda la altura del diafragma. La concentración de acero de refuerzo para tracción por flexión cerca del borde del diafragma también resulta en un flujo de cortante más uniforme a través de la altura del diafragma.

No existen restricciones para la ubicación del refuerzo de preesforzado que resiste momento a través de la precompresión. En efecto, la precompresión determina un momento que puede ser resistido por el refuerzo de preesforzado, y el resto del momento es resistido por el refuerzo o conectores mecánicos colocados de acuerdo con 12.5.2.3.

El Reglamento no requiere que los elementos de borde del diafragma que resistan fuerzas de compresión por flexión sean detallados como columnas. Sin embargo, cuando un elemento de borde resiste una fuerza de compresión grande en comparación con la resistencia axial, o es diseñado como un puntal adyacente a un borde o abertura, se debe considerar un detalle con refuerzo transversal similar a los estribos cerrados de confinamiento de las columnas.



12.5.2.4 Los conectores mecánicos que atravesen juntas entre elementos prefabricados deben diseñarse para resistir la tracción requerida por las aberturas previstas de las juntas.

12.5.3 Cortante

12.5.3.1 Los requisitos de esta sección se aplican a la resistencia a cortante en el plano del diafragma.

12.5.3.2 ϕ debe ser 0.75, a menos que un valor menor sea requerido por 21.2.4.

R12.5.2.4 En un diafragma prefabricado sin afinado que resista fuerzas en el plano y responda en el rango lineal, se espera que ocurra abertura de las juntas (del orden de 0.1 pulg. o menos). Una abertura mayor puede esperarse durante movimientos sísmicos que excedan el nivel de diseño. Los conectores mecánicos deben ser capaces de mantener la resistencia de diseño cuando ocurran las aberturas esperadas.

R12.5.3 Cortante

R12.5.3.1 Estos requisitos suponen que el flujo de cortante en el diafragma es aproximadamente uniforme en toda la altura del diafragma, como sucede cuando se diseña de acuerdo con la Sección 12.5.1.3(a). Cuando se usan enfoques alternativos, se deben considerar las variaciones locales del cortante en el plano en toda la altura del diafragma.

R12.5.3.2 Se puede requerir un factor de reducción de resistencia menor para las Categorías de Diseño Sísmico D, E

REGLAMENTO

COMENTARIO

12.5.3.3 Para un diafragma completamente construido en sitio, V_n debe calcularse con la ecuación (12.5.3.3).

$$V_n = A_{cv} \left(2\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y \right) \quad (12.5.3.3)$$

donde A_{cv} es el área bruta de concreto limitada por el espesor del alma y la altura del diafragma, reducida por el área de aberturas, si existen. El valor de $\sqrt{f'_c}$ usado para calcular V_n no debe exceder 100 lb./pulg.² y ρ_t es el refuerzo distribuido orientado en forma paralela al cortante en el plano.

12.5.3.4 Para un diafragma completamente construido en sitio, las dimensiones de la sección transversal deben seleccionarse de tal manera que cumplan con:

$$V_u \leq \phi 8 A_{cv} \sqrt{f'_c} \quad (12.5.3.4)$$

donde el valor de $\sqrt{f'_c}$ usado para calcular V_n no debe exceder 100 lb./pulg.².

12.5.3.5 Para diafragmas conformados por un afinado de piso de concreto construido en sitio y colocado sobre elementos prefabricados, se debe cumplir con (a) y (b):

(a) V_n debe calcularse de acuerdo con la ecuación (12.5.3.3) y deben seleccionarse las dimensiones de la sección transversal de modo que se cumpla con la ecuación (12.5.3.4). A_{cv} debe calcularse usando el espesor del afinado de piso en los diafragmas formados por un afinado de piso no compuesto y por el espesor combinado de los elementos prefabricados y construidos en sitio para los diafragmas con afinado de piso compuesto. Para los diafragmas formados por afinado de piso compuesto, el valor de f'_c en las ecuaciones (12.5.3.3) y (12.5.3.4) no debe exceder el menor f'_c de los miembros prefabricados o el f'_c del afinado de piso.

(b) V_n no debe exceder el valor calculado de acuerdo con los requisitos de cortante por fricción de 22.9 considerando el espesor del afinado de piso localizado sobre las juntas entre los elementos prefabricados con afinado no compuesto y compuesto, y el refuerzo que atraviesa las juntas entre los miembros prefabricados.

12.5.3.6 Para diafragmas consistentes en elementos prefabricados interconectados sin afinado de piso de concreto, y para diafragmas consistentes en elementos prefabricados con franjas de borde formadas por afinado de piso de concreto colocado en sitio o vigas de borde, se permite diseñar para cortante de acuerdo con (a) o (b), o ambos.

o F, o cuando se usen sistemas especiales de resistencia sísmica.

R12.5.3.3 Estos requisitos se adaptaron de los requisitos para diseño sísmico de 18.12.9. A_{cv} se refiere al área de la sección de la altura efectiva de la viga profunda que conforma el diafragma.

R12.5.3.5 Para diafragmas con afinado de piso construido en sitio sobre elementos prefabricados, el espesor efectivo en 12.5.3.5(a) consiste únicamente en el espesor del afinado de piso cuando el afinado de piso no actúa como compuesto con los elementos prefabricados. El afinado de piso tiende a desarrollar fisuras sobre y a lo largo de las juntas entre los elementos prefabricados. Por lo tanto, 12.5.3.5(b) limita la resistencia a cortante a la resistencia a cortante por fricción del afinado de piso sobre las juntas entre elementos prefabricados.

R12.5.3.6 Este Reglamento no contiene disposiciones para diafragmas sin afinado de piso en edificaciones asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico D, E y F. En los diafragmas sin afinado de piso, se puede resistir el cortante usando acero de refuerzo para cortante por fricción en las juntas inyectadas con mortero (FEMA P751). El acero de refuerzo para cortante por fricción es adicional al refuerzo requerido por diseño para resistir otras fuerzas de tracción en

REGLAMENTO

(a) La resistencia nominal de las juntas inyectadas con mortero no debe exceder 80 lb./pulg.². Se debe diseñar refuerzo para resistir cortante con los requisitos de fricción-cortante de 22.9. El refuerzo de cortante por fricción debe colocarse además del refuerzo requerido para resistir la tracción debida a momento y fuerza axial.

(b) Los conectores mecánicos que atraviesen las juntas entre los elementos prefabricados deben diseñarse para resistir el cortante requerido por las aberturas previstas entre las juntas.

12.5.3.7 Para cualquier diafragma, en el cual el cortante es transferido desde el diafragma a un colector, o desde el diafragma o colector a un elemento vertical del sistema de resistencia ante fuerzas laterales, se debe cumplir con (a) o (b):

(a) Cuando el cortante es transferido a través del concreto, se deben aplicar los requisitos de 22.9 para cortante por fricción.

(b) Cuando el cortante es transferido usando conectores mecánicos o espigas, se deben considerar los efectos de levantamiento y rotación del elemento vertical del sistema de resistencia ante fuerzas laterales.

COMENTARIO

el diafragma, tales como aquellas debidas a momento y fuerza axial, o debidas a la tracción del colector. La intención es reducir la abertura de las juntas resistiendo simultáneamente el cortante por medio del refuerzo de cortante por fricción. De manera alternativa o adicionalmente, se pueden usar conectores mecánicos para transferir el cortante a través de las juntas de los elementos prefabricados. En este caso, se deben esperar algunas aberturas en las juntas. Los conectores mecánicos deben ser capaces de mantener la resistencia de diseño cuando se presenten las aberturas previstas en las juntas.

R12.5.3.7 Además de contar con resistencia a cortante adecuada dentro del plano, un diafragma debe reforzarse para transferir el cortante a través del refuerzo de cortante por fricción o conectores mecánicos a los colectores y elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales. En los diafragmas construidos completamente en sitio, el refuerzo proporcionado para otros fines normalmente es adecuado para transferir las fuerzas desde el diafragma hacia los colectores a través del refuerzo de cortante por fricción. Sin embargo, se puede requerir refuerzo adicional para transferir el cortante del diafragma o de los colectores hacia los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales a través de refuerzo de cortante por fricción. La Fig. R12.5.3.7 ilustra un detalle común para los espigas destinados a esta finalidad.

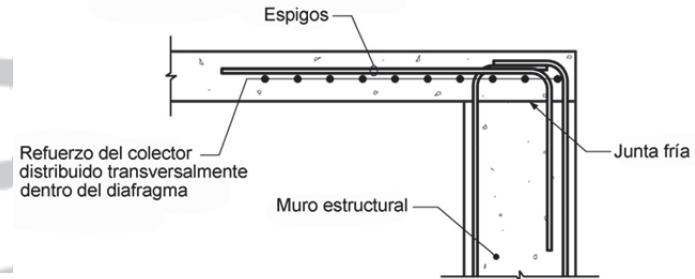


Fig. R12.5.3.7 — Detalles de espigas proporcionados para transferir cortante a un muro estructural a través del refuerzo de cortante por fricción.

12.5.4 Colectores

12.5.4.1 Los colectores deben extenderse desde los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales a través de toda o parte de la altura del diafragma según se requiera para transferir el cortante desde el diafragma a los elementos verticales. Se permite descontinuar un colector a lo largo de los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales donde no se requiere transferencia de las fuerzas de diseño de los colectores.

R12.5.4 Colectores — Un colector es la región del diafragma que transfiere las fuerzas entre el diafragma y un elemento vertical del sistema de resistencia ante fuerzas laterales. Se puede extender transversalmente dentro del diafragma para reducir los esfuerzos nominales y la congestión del refuerzo, como se aprecia en la Fig. R12.5.3.7. Cuando el ancho de un colector se extiende dentro de la losa, el ancho del colector a cada lado del elemento vertical no debe exceder aproximadamente la mitad del ancho de contacto entre el colector y el elemento vertical.

R12.5.4.1 El procedimiento de diseño de 12.5.1.3(a) modela el diafragma como una viga de altura total con flujo de cortante uniforme. Cuando los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales no se extienden en la altura total del diafragma, se requiere de colectores para transferir el cortante que actúa a lo largo de las porciones restantes de la altura del diafragma, como se aprecia en la Fig. R12.5.4.1. También se pueden considerar colectores de altura

REGLAMENTO

COMENTARIO

12

parcial, pero debe diseñarse una trayectoria completa de fuerza que sea capaz de transmitir todas las fuerzas del diafragma al colector y a los elementos verticales (Moehle et al. 2010).

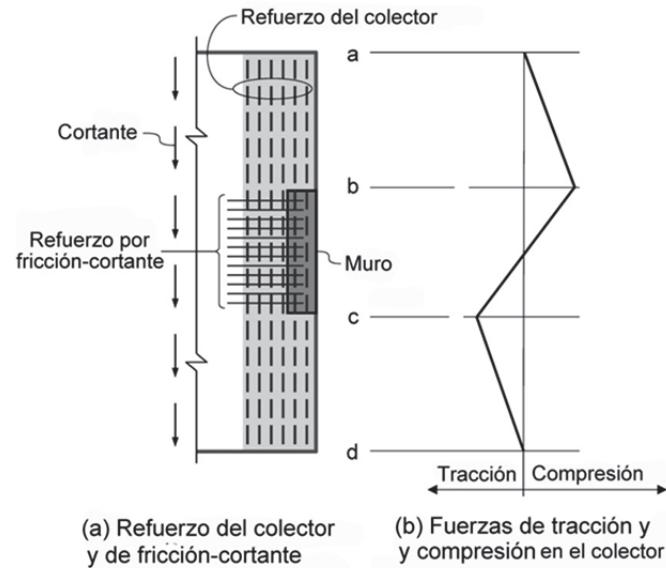


Fig. R12.5.4.1 — Colector de altura total y refuerzo para cortante por fricción requerido para transferir las fuerzas del colector al muro.

12.5.4.2 Los colectores deben diseñarse como miembros a tracción, o compresión, o ambos, de acuerdo con 22.4.

R12.5.4.2 Las fuerzas de tracción y compresión en un colector están determinadas por las fuerzas cortantes del diafragma que se transmiten a los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales (véase la Fig. R12.5.4.1). Excepto en lo requerido en 18.12.7.5, el Reglamento no exige que los colectores que resisten las fuerzas de diseño a compresión sean diseñados como columnas. Sin embargo, en estructuras en que los colectores resisten grandes fuerzas a compresión en comparación con la resistencia a fuerza axial, o diseñados como puntales adyacentes a bordes o aberturas, debe considerarse un detallado con refuerzo transversal similar a los estribos cerrados de confinamiento para columnas. Ese tipo de detalles se exige en 18.12.7.5 para algunos diafragmas en edificaciones asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico D, E y F.

12.5.4.3 Cuando se diseña un colector para transferir fuerzas a un elemento vertical, el refuerzo del colector debe extenderse a lo largo del elemento vertical al menos la mayor longitud definida entre (a) y (b):

- (a) La longitud requerida para desarrollar el refuerzo en tracción.
- (b) La longitud requerida para transmitir las fuerzas de diseño al elemento vertical a través del refuerzo de cortante por fricción, de acuerdo con 22.9, o a través de conectores mecánicos u otros mecanismos de transferencia de fuerzas.

R12.5.4.3 Además de tener una longitud de desarrollo suficiente, el refuerzo del colector debe extenderse lo necesario para transferir todas sus fuerzas a los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales. Es una práctica común el extender algunos de los refuerzos del colector en toda la longitud del elemento vertical, de modo que las fuerzas del colector puedan transmitirse de manera uniforme a través del refuerzo de cortante por fricción (véase la Fig. R12.5.4.1). La Fig. R12.5.4.3 muestra un ejemplo del refuerzo de colector extendido para transmitir las fuerzas a las tres columnas de pórtico.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

Nota: El refuerzo del colector debe extenderse tanto como se requiera para transferir las fuerzas a los elementos verticales y debe desarrollarse en las secciones críticas.

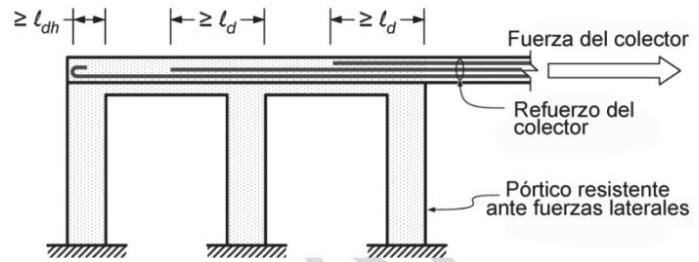


Fig. R12.5.4.3 — Esquema de la transferencia de fuerzas del colector hacia los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales.

12.6 — Límites del refuerzo

12.6.1 El refuerzo para resistir los esfuerzos de retracción y temperatura debe cumplir con 24.4.

12.6.2 Excepto para losas sobre el terreno, los diafragmas que forman parte del piso o cubierta deben cumplir con los límites de refuerzo para losas en una dirección de acuerdo con 7.6 o en dos direcciones de acuerdo con 8.6, la que sea aplicable.

12.6.3 El refuerzo diseñado para resistir las fuerzas en el plano del diafragma debe sumarse al refuerzo diseñado para resistir otros efectos de carga, excepto que se permite considerar el refuerzo colocado para resistir los efectos de retracción y variación de temperatura como parte del refuerzo para resistir las fuerzas en el plano del diafragma.

12.7 — Detallado del refuerzo

12.7.1 Generalidades

12.7.1.1 El recubrimiento de concreto para el refuerzo debe cumplir con 20.6.1.

12.7.1.2 Las longitudes de desarrollo del refuerzo corrugado y preesforzado deben calcularse de acuerdo con 25.4, a menos que el Capítulo 18 exija mayores longitudes.

12.7.1.3 Los empalmes de refuerzo corrugado deben cumplir con 25.5.

12.7.1.4 Los paquetes de barras deben cumplir con 25.6.

12.7.2 Espaciamiento del refuerzo

12.7.2.1 El espaciamiento mínimo del refuerzo, s , debe cumplir con 25.2.

R12.7 — Detallado del refuerzo

R12.7.1 Generalidades

R12.7.1.1 Para estructuras asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico D, E, o F, el recubrimiento de concreto puede estar gobernado por los requisitos de diseño sísmico de 18.12.7.6.

R12.7.2.1 Para estructuras asignadas en las Categorías de Diseño Sísmico D, E, o F, el espaciamiento del refuerzo de confinamiento en los colectores puede estar gobernado por los requisitos de diseño sísmico de 18.12.7.5.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

12.7.2.2 El espaciamiento máximo del refuerzo, s , debe ser el menor entre cinco veces el espesor del diafragma y 18 pulg.

12.7.3 Refuerzo de diafragmas y colectores

12.7.3.1 Excepto para las losas sobre el terreno, los diafragmas que forman parte del piso o cubierta deben cumplir con los detalles para losas en una dirección de acuerdo con 7.7 o para losas en dos direcciones de acuerdo con 8.7, los que sean aplicables.

12.7.3.2 Las fuerzas calculadas a tracción o compresión en el refuerzo para cada sección del diafragma o colector deben desarrollarse a cada lado de esa sección.

12.7.3.3 El refuerzo colocado para resistir tracción debe extenderse más allá del punto en que ya no se requiere para resistirla por una distancia al menos igual a ℓ_d del refuerzo, excepto en los bordes del diafragma y en las juntas de expansión.

R12.7.3 Refuerzo de diafragmas y colectores

R12.7.3.2 Las secciones críticas para el desarrollo del refuerzo generalmente ocurren en puntos de máximo esfuerzo, en puntos donde el refuerzo adyacente se termina y ya no es necesario para resistir las fuerzas de diseño y en otros puntos de discontinuidad del diafragma.

R12.7.3.3 Para una viga, el Reglamento exige que el refuerzo a flexión se extienda la mayor distancia entre d y $12d_b$ más allá de los puntos donde ya no se requiere para flexión. Estas extensiones son importantes en las vigas con el fin de protegerlas de fallas de adherencia o cortante que pudieran resultar de las imprecisiones en la ubicación calculada para el esfuerzo a tracción. No se ha informado acerca de este tipo de fallas en diafragmas. Para simplificar el diseño y evitar extensiones excesivamente largas de las barras que resultarían de aplicar las disposiciones para vigas a los diafragmas, este requisito sólo pide que el refuerzo para tracción se extienda ℓ_d más allá de los puntos donde ya no se requiere para resistir tracción.

REGLAMENTO**CAPÍTULO 13 — CIMENTACIONES****13.1 — Alcance**

13.1.1 Este Capítulo debe aplicarse al diseño de cimentaciones preeforzadas y no preeforzadas, incluyendo cimentaciones superficiales de (a) hasta (e), y cuando sea aplicable, cimentaciones profundas de (f) hasta (i).

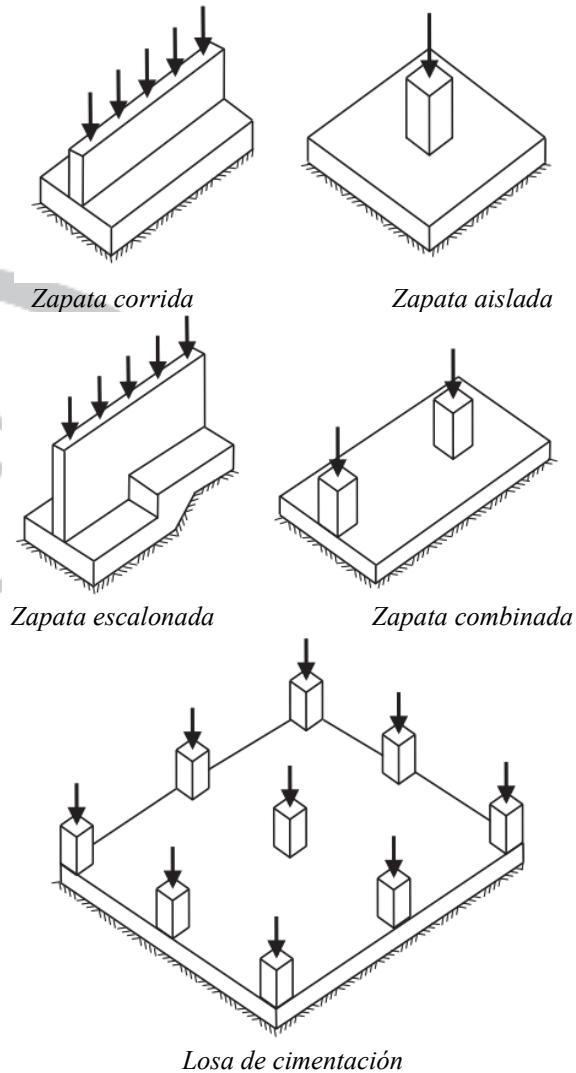
- (a) Zapatas corridas.
- (b) Zapatas aisladas.
- (c) Zapatas combinadas.
- (d) Losas de cimentación.
- (e) Vigas sobre el terreno.
- (f) Cabezales de pilotes.
- (g) Pilotes.
- (h) Pilotes excavados.
- (i) Cajones de cimentación (caissons).

COMENTARIO**R13 — CIMENTACIONES****R13.1 — Alcance**

En este capítulo se presentan los requisitos aplicables específicamente a las cimentaciones, sin embargo, la mayoría de los requisitos usados para el diseño de las cimentaciones se encuentran en otros capítulos del Reglamento. Esos capítulos están mencionados en el Capítulo 13. Sin embargo, la aplicabilidad de los requisitos específicos dentro de ellos puede no estar explícitamente definida para las cimentaciones.

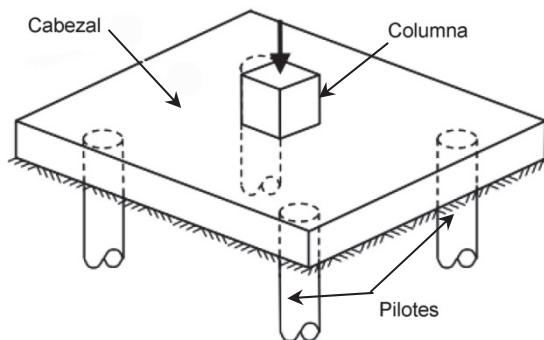
R13.1.1 En la Fig. R13.1.1 se ilustran ejemplos de cimentaciones cubiertas en este capítulo. Las zapatas escalonadas e inclinadas se consideran un subconjunto de otros tipos de zapatas.

13



REGLAMENTO

COMENTARIO



Sistema de cimentación profunda con pilotes y cabezales de pilotes

Fig. R13.1.1 — Tipos de cimentaciones

13

13.1.2 Las cimentaciones excluidas en 1.4.6 se excluyen de este capítulo.

13.2 — Generalidades

13.2.1 Materiales

13.2.1.1 Las propiedades de diseño del concreto deben seleccionarse de acuerdo con el Capítulo 19.

13.2.1.2 Las propiedades de diseño del acero de refuerzo deben seleccionarse de acuerdo con el Capítulo 20.

13.2.1.3. Los requisitos de los materiales, diseño y detallado de los insertos embebidos en el concreto deben cumplir con 20.7.

13.2.2 Conexión a otros miembros

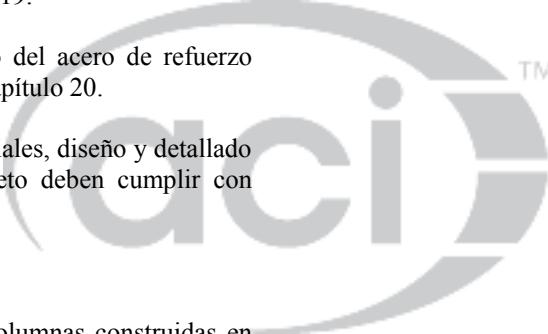
13.2.2.1 El diseño y detallado de columnas construidas en sitio y prefabricadas, pedestales y conexiones de muros a las cimentaciones deben cumplir con 16.3.

13.2.3 Efectos sísmicos

13.2.3.1 Los miembros estructurales situados por debajo de la base de la estructura que se requieren para transmitir a la cimentación las fuerzas resultantes de los efectos sísmicos, deben cumplir con las disposiciones de 18.2.2.3.

13.2.3.2 En estructuras asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico (SDC) D, E, o F, las cimentaciones superficiales y profundas que resistan fuerzas inducidas por el sismo o que transfieran fuerzas inducidas por el sismo entre la estructura y el terreno deben diseñarse de acuerdo con 18.13.

R13.2 — Generalidades



R13.2.3 Efectos sísmicos

R13.2.3.1 La base de la estructura, como se define en el análisis, puede no corresponder necesariamente al nivel de la cimentación o del terreno, o a la base de una edificación como se define en el reglamento general de construcción para efectos de planificación (por ejemplo, los límites de altura o los requisitos de protección contra el fuego). Los detalles en columnas y muros que se extienden bajo la base de una estructura hasta la cimentación deben ser congruentes con aquellos sobre la base de la estructura.

R13.2.3.2 Es deseable que la respuesta inelástica debida a movimientos fuertes del terreno se produzca en los elementos estructurales localizados por encima de la cimentación y que los elementos de la cimentación permanezcan esencialmente elásticos ya que la reparación de cimentaciones puede ser extremadamente difícil y costosa. Los requisitos para las cimentaciones que soportan edificaciones asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico D, E o F representan un consenso respecto al nivel mínimo de buena práctica en el

REGLAMENTO**COMENTARIO****13.2.4 Losas sobre el terreno**

13.2.4.1 Las losas sobre el terreno que transmiten cargas verticales o fuerzas laterales provenientes de otras partes de la estructura al suelo deben diseñarse y construirse de acuerdo con las disposiciones aplicables de este Reglamento.

13.2.4.2 Las losas sobre el terreno que transmiten fuerzas laterales como parte del sistema resistente ante fuerzas sísmicas deben cumplir con 18.13.

13.2.5 Concreto simple

13.2.5.1 Las cimentaciones de concreto simple deben diseñarse de acuerdo con el Capítulo 14.

13.2.6 Criterio de diseño

13.2.6.1 Las cimentaciones deben diseñarse para resistir las cargas mayoradas y las reacciones inducidas.

diseño y detallado de cimentaciones de concreto para lograr este objetivo.

R13.2.4 Losas sobre el terreno — A menudo las losas sobre el terreno actúan como un diafragma para mantener la integridad de la edificación a nivel del terreno y minimizar los efectos de movimientos desfasados del terreno que pueden producirse debajo de la edificación. En estos casos, la losa debe ser reforzada y detallada adecuadamente. Como lo exige en el Capítulo 26, los documentos de construcción deben indicar claramente que estas losas sobre el terreno son miembros estructurales con el fin de prohibir que sean cortadas con sierra.

R13.2.6 Criterio de diseño

R13.2.6.1 La capacidad admisible del suelo o la capacidad admisible de los pilotes deben determinarse mediante los principios de mecánica de suelos y de acuerdo con el reglamento general de construcción. El tamaño del área de la base de una zapata sobre el suelo o el número y distribución de los pilotes, generalmente se establece con base en estos valores admisibles para cargas no mayoradas (de servicio) tales como D , L , W y E , en cualquier combinación que controle el diseño. Cuando haya necesidad de tener en cuenta cargas excéntricas o momentos, el esfuerzo en los extremos sobre el suelo o la reacción obtenida en el pilote deben estar dentro de los valores admisibles. Las reacciones resultantes debidas a cargas de servicio combinadas con los momentos, cortantes, o ambos, causados por las fuerzas de viento o sismo no deben exceder los valores incrementados que puedan estar permitidos por el reglamento general de construcción.

Para definir para resistencia las dimensiones de una zapata o cabezal de pilote, debe determinarse la presión de contacto con el suelo o la reacción del pilote debida a las cargas mayoradas aplicadas. Estos valores calculados para presiones de contacto con el suelo o reacciones en los pilotes se usan para determinar la resistencia de la cimentación requerida para flexión, cortante y desarrollo del refuerzo, como en cualquier otro miembro de la estructura. En el caso de cargas excéntricas, las cargas mayoradas aplicadas pueden causar distribuciones de la presión de contacto con el suelo o de la reacción del pilote diferentes a las obtenidas para las cargas no mayoradas.

Únicamente se necesita transmitir a la zapata los momentos que se calculan en la base de la columna o pedestal. Para la transmisión de fuerzas y momentos a las zapatas, no es necesario tener en cuenta el requisito de momento mínimo debido a consideraciones de esbeltez dado en 6.6.4.5.

REGLAMENTO

13.2.6.2 Los sistemas de cimentaciones pueden diseñarse mediante cualquier procedimiento que cumpla con las condiciones de equilibrio y compatibilidad geométrica.

COMENTARIO

R13.2.6.2 Se permite el diseño de la cimentación basado directamente en los principios fundamentales de la mecánica estructural, siempre que se pueda demostrar que se satisfacen todos los criterios de resistencia y funcionamiento. El diseño de la cimentación 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. En todos los casos, se debe incluir el análisis y la evaluación de las condiciones de esfuerzo en los puntos de aplicación de la carga o reacciones del pilote correspondientes a cortante y torsión, así como a flexión.

13.2.6.3 Se permite diseñar las cimentaciones de acuerdo con el modelo puntal-tensor del Capítulo 23.

13

13.2.6.4 El momento externo en cualquier sección de una zapata corrida, zapata aislada o cabezal de pilote debe determinarse pasando un plano vertical a través del miembro, y calculando el momento de las fuerzas que actúan sobre el área total del miembro que quede a un lado de dicho plano vertical.

13.2.7 Secciones críticas para cimentaciones superficiales y cabezales de pilotes

13.2.7.1 M_u en el miembro soportado se debe calcular en la sección crítica indicada en la Tabla 13.2.7.1.

Tabla 13.2.7.1 — Localización de la sección crítica para M_u

Localización de la sección crítica	Miembro soportado
Cara de la columna o pedestal	Columna o pedestal
En el punto medio entre la cara de la columna y el borde de la placa base de acero	Columna con placa base de acero
Cara del muro	Muro de concreto
En el punto medio entre el eje y la cara del muro de albañilería	Muro de albañilería

13.2.7.2 La localización de la sección crítica para cortante mayorado de acuerdo con 7.4.3 y 8.4.5 para cortante en una dirección ó 8.4.4.1 para cortante en dos direcciones debe medirse desde la ubicación de la sección crítica para M_u definida en 13.2.7.1.

R13.2.7 Secciones críticas para cimentaciones superficiales y cabezales de pilotes

R13.2.7.2 La resistencia a cortante de una zapata se determina para las condiciones más severas de las establecidas en 8.5.3.1.1 y 8.5.3.1.2. La sección crítica para cortante se mide a partir de la cara del miembro soportado (columna, pedestal o muro), salvo para muros de albañilería y miembros apoyados sobre placas base de acero.

El cálculo del cortante requiere que la reacción del suelo, se obtenga a partir de las cargas mayoradas, y que la resistencia de diseño esté de acuerdo con el Capítulo 22.

Donde sea necesario, el cortante alrededor de los pilotes individuales puede investigarse siguiendo 8.5.3.1.2. Si los perímetros para cortante se superponen, el perímetro crítico

REGLAMENTO**COMENTARIO**

modificado, b_o , debe tomarse como la porción de la envolvente más pequeña de los perímetros para cortante individuales que en realidad resistirán el cortante crítico para el grupo bajo consideración. En la Figura R13.2.7.2 se ilustra una situación como la descrita anteriormente.

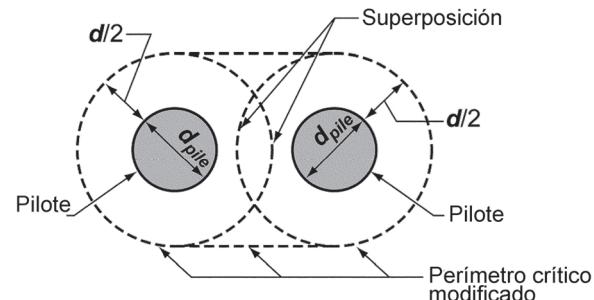


Fig. R13.2.7.2 — Sección crítica modificada para cortante con perímetros críticos superpuestos.

13.2.7.3 Para la localización de las secciones críticas para momento, cortante y longitud de desarrollo del refuerzo en cimentaciones, las columnas o pedestales de concreto de forma circular o de polígono regular se permite considerarlas como miembros cuadrados con la misma área.

13.2.8 Desarrollo del refuerzo en cimentaciones superficiales y cabezales de pilotes

13.2.8.1 El desarrollo del refuerzo debe cumplir con el Capítulo 25.

13.2.8.2 Las fuerzas de tracción y compresión calculadas para el refuerzo en cada sección deben desarrollarse a cada lado de la sección.

13.2.8.3 Las secciones críticas para desarrollo del refuerzo deben suponerse en las mismas ubicaciones dadas en 13.2.7.1 para momento mayorado máximo y en todos los planos verticales donde ocurran cambios de sección o de refuerzo.

13.2.8.4 El refuerzo a tracción debe estar adecuadamente anclado donde el esfuerzo en el refuerzo no sea directamente proporcional al momento, tal como ocurre en cimentaciones inclinadas, con escalones o de sección variable, o donde el refuerzo a tracción no sea paralelo a la cara de compresión.

13.3 — Cimentaciones superficiales

13.3.1 Generalidades

13.3.1.1 El área mínima de la base de la cimentación debe calcularse a partir de las fuerzas y momentos no mayorados transmitidos por la cimentación al suelo o roca y de la capacidad portante admisible definida con base en principios de mecánica de suelos o de rocas.

13.3.1.2 La altura total de la cimentación debe seleccionarse de manera tal que la altura efectiva del refuerzo inferior sea al menos 6 pulg.

R13.3 — Cimentaciones superficiales

R13.3.1 Generalidades

R13.3.1.1 La discusión sobre las dimensiones de las cimentaciones poco profundas se presenta en R13.2.6.1.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

13.3.1.3 En las cimentaciones inclinadas, escalonadas, o ahusadas, el ángulo de inclinación, y la altura y ubicación de los escalones deben ser tales que se cumplan los requisitos de diseño en cada sección.

13.3.2 Cimentaciones superficiales en una dirección

13.3.2.1 El diseño y detallado de las cimentaciones superficiales en una dirección, incluyendo las zapatas corridas, zapatas combinadas y vigas sobre el terreno, deben cumplir con esta sección y con los requisitos aplicables de los Capítulos 7 y 9.

13.3.2.2 En zapatas en una dirección, el refuerzo debe distribuirse uniformemente a lo largo del ancho total de la zapata.

13.3.3 Zapatas aisladas en dos direcciones

13.3.3.1 El diseño y detallado de zapatas aisladas en dos direcciones, deben cumplir con esta sección y con las disposiciones aplicables de los Capítulos 7 y 9.

13.3.3.2 En zapatas cuadradas en dos direcciones, el refuerzo debe distribuirse uniformemente a lo largo del ancho total de la zapata en ambas direcciones.

13.3.3.3 En zapatas rectangulares, el refuerzo debe distribuirse de acuerdo con (a) y (b).

(a) El refuerzo en la dirección larga debe distribuirse uniformemente en todo el ancho de la zapata.

(b) Para el refuerzo en la dirección corta, una porción del refuerzo total, $\gamma_s A_s$, debe distribuirse uniformemente en una franja de ancho igual a la longitud del lado corto de la zapata, centrada con respecto al eje de la columna o pedestal. El resto del refuerzo requerido en la dirección corta, $(1 - \gamma_s) A_s$, debe distribuirse uniformemente en las zonas que queden fuera de la franja central de la zapata, y γ_s se calcula por medio de:

$$\gamma_s = \frac{2}{(\beta + 1)} \quad (13.3.3.4.2)$$

donde β es la relación del lado largo al lado corto de la zapata.

13.3.4 Zapatas combinadas en dos direcciones y losas de cimentación

13.3.4.1 El diseño y detallado de zapatas combinadas en dos direcciones y losas de cimentación, deben cumplir con esta sección y con los requisitos aplicables del Capítulo 8.

R13.3.1.3 El anclaje del refuerzo en cimentaciones inclinadas, escalonadas o ahusadas se discute en 13.2.8.4.

R13.3.3 Zapatas aisladas en dos direcciones

R13.3.3.3 Para minimizar posibles errores de construcción al colocar las barras, una práctica común es aumentar la cuantía de refuerzo en la dirección corta en $2\beta/(\beta+1)$ y espaciarlo uniformemente a lo largo de la dimensión larga de la zapata (CRSI Handbook 1984; Fling 1987).

R13.3.4 Zapatas combinadas en dos direcciones y losas de cimentación

R13.3.4.1 En ACI 336.2R se presentan recomendaciones detalladas para el diseño de zapatas combinadas y losas de cimentación. Véase también Kramrisch and Rogers (1961).

REGLAMENTO**COMENTARIO**

13.3.4.2 El método de diseño directo de 8.10 no debe utilizarse para el diseño de zapatas combinadas y losas de cimentación.

13.3.4.3 La distribución de la presión de contacto bajo zapatas combinadas y losas de cimentación debe estar de acuerdo con las propiedades del suelo o roca y de la estructura y cumplir con principios establecidos de mecánica de suelos o de rocas.

13.3.4.4 El refuerzo mínimo en losas de cimentación no preesforzadas debe cumplir con los requisitos de 8.6.1.1.

R13.3.4.3 Se pueden aplicar métodos de diseño que utilicen cargas mayoradas y factores de reducción de resistencia ϕ a zapatas combinadas y losas de cimentación, independientemente de la distribución de presiones en el suelo.

R13.3.4.4 Para mejorar el control de fisuración debida a gradientes térmicos y para interceptar con refuerzo a tracción probables fisuras de cortante por punzonamiento, el profesional facultado para diseñar debe considerar especificar refuerzo continuo en cada dirección, colocado cerca de ambas caras de las losas de cimentación

13.3.5 Muros como vigas sobre el terreno

13.3.5.1 El diseño de muros como vigas sobre el terreno debe cumplir con los requisitos aplicables del Capítulo 9.

13.3.5.2 Si una viga sobre el terreno es considerada un viga de gran altura, de acuerdo con 9.9.1.1, el diseño debe cumplir con los requisitos de 9.9.

13.3.5.3 Los muros como vigas sobre el terreno deben cumplir con los requisitos de refuerzo mínimo de 11.6.

13.4 — Cimentaciones profundas

13.4.1 Generalidades

13.4.1.1 El número y distribución de pilotes, pilares excavados y cajones de cimentación debe determinarse a partir de las fuerzas y momentos no mayorados transmitidos a estos miembros, y la capacidad admisible del miembro debe seleccionarse mediante principios de mecánica de suelos o de rocas.

13.4.2 Cabezales de pilotes

13.4.2.1 Se debe seleccionar la altura total del cabezal de pilote de tal manera que la altura efectiva del refuerzo inferior sea al menos 12 pulg.

13.4.2.2 Los momentos y cortantes mayorados pueden calcularse suponiendo que la reacción del pilote está concentrada en el centroide de la sección del pilote.

13.4.2.3 Excepto para los cabezales de pilotes diseñados de acuerdo a 13.2.6.3, el cabezal de pilote debe diseñarse de tal manera que se cumpla con (a) para las cimentaciones en una dirección y se cumpla con (a) y (b) para las cimentaciones en dos direcciones.

(a) $\phi V_n \geq V_u$ donde V_n debe calcularse de acuerdo con 22.5 para cortante en una dirección, V_u debe calcularse de acuerdo con 13.4.2.5 y ϕ debe cumplir con 21.2.

R13.4 — Cimentaciones profundas

R13.4.1 Generalidades

R13.4.1.1 La discusión general para la selección del número y disposición de los pilotes, pilares excavados y cajones de cimentación se encuentra en R13.2.6.1.

R13.4.2 Cabezales de pilotes

REGLAMENTO

COMENTARIO

(b) $\phi v_n \geq v_u$ donde v_n debe calcularse de acuerdo con 22.6 para cortante en dos direcciones, v_u debe calcularse de acuerdo con 13.4.2.5 y ϕ debe cumplir con 21.2.

13.4.2.4 Si el cabezal de pilote se diseña de acuerdo con el modelo puntal-tensor, como se permite en 13.2.6.3, la resistencia efectiva a compresión del concreto de los puentes, f_{ce} , debe determinarse de acuerdo con 23.4.3, donde $\beta_s = 0.6\lambda$ y λ cumple con 19.2.4.

13.4.2.5 El cálculo del cortante mayorado en cualquier sección a través del cabezal de pilote debe cumplir con (a) hasta (c):

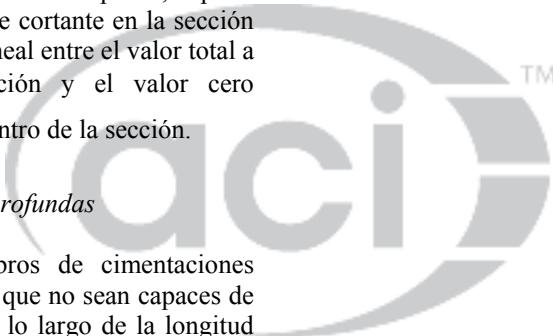
- (a) Se debe considerar que la reacción total de cualquier pilote con su centro localizado a $d_{pile}/2$ o más hacia afuera de la sección, produce cortante en dicha sección.
- (b) Se debe considerar que la reacción de cualquier pilote con su centro localizado $d_{pile}/2$ o más hacia el lado interior de una sección, no produce cortante en dicha sección.
- (c) Para posiciones intermedias del centro del pilote, la parte de la reacción del pilote que produce cortante en la sección debe basarse en una interpolación lineal entre el valor total a $d_{pile}/2$ hacia afuera de la sección y el valor cero correspondiente a $d_{pile}/2$ hacia adentro de la sección.

13.4.3 Miembros de cimentaciones profundas

13.4.3.1 Las porciones de miembros de cimentaciones profundas expuestas a aire, agua o suelo que no sean capaces de proporcionar una restricción adecuada a lo largo de la longitud del miembro para evitar su pandeo lateral deben diseñarse como columnas de acuerdo con las disposiciones aplicables del Capítulo 10.

R13.4.2.4 Se requiere calcular la resistencia efectiva a la compresión del concreto con la expresión (c) de la Tabla 23.4.3 debido a que en general no es posible colocar refuerzo de confinamiento que cumpla con 23.5 en un cabezal de pilotes.

R13.4.2.5 Cuando los pilotes estén ubicados dentro de las secciones críticas medidas a una distancia d o $d/2$ a partir de la cara de la columna, para cortante en una o dos direcciones, respectivamente, se debe considerar un límite superior para la resistencia a cortante en la sección adyacente a la cara de la columna. En CRSI Handbook (1984) se presenta una guía para esta situación.



REGLAMENTO

CAPÍTULO 14 — CONCRETO SIMPLE

14.1 — Alcance

14.1.1 Este capítulo debe aplicarse al diseño de miembros de concreto simple, incluyendo (a) y (b):

- (a) Miembros estructurales en edificaciones.
- (b) Miembros en estructuras diferentes a edificaciones tales como como arcos, estructuras subterráneas para servicios públicos, muros de gravedad, y muros de escudo.

14.1.2 Este capítulo no controla el diseño e instalación de pilas y pilotes construidos en sitio y embebidos en el terreno.

14.1.3 El uso del concreto simple estructural se permite solamente en los casos (a) hasta (d):

- (a) Miembros que están apoyados de manera continua sobre el suelo o que están apoyados sobre otros miembros estructurales capaces de proporcionarles un apoyo vertical continuo.
- (b) Miembros en los cuales el efecto de arco genera compresión bajo todas las condiciones de carga.
- (c) Muros.
- (d) Pedestales.

14.1.4 Se permite el uso de concreto simple en estructuras asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico (SDC) D, E, o F solamente en los casos (a) y (b):

- (a) Zapatas que soporten muros de concreto reforzado o muros de mampostería reforzada, siempre y cuando las zapatas estén reforzadas longitudinalmente con no menos de dos barras continuas, no menores a No. 4 y con un área no menor que 0.002 veces la sección transversal bruta de la zapata. Debe proporcionarse continuidad al refuerzo en las esquinas e intersecciones.
- (b) En viviendas aisladas unifamiliares y bifamiliares, de tres pisos o menos con muros de carga de aportamiento ligero, los elementos de cimentación comprendidos en (i) hasta (iii):
 - (i) Zapatas que soporten muros.
 - (ii) Zapatas aisladas que soporten columnas o pedestales.
 - (iii) Cimentaciones o muros de sótanos que no tenga menos de 7-1/2 pulg. de ancho y no esté contenido más de 4 pies de relleno no balanceado.

COMENTARIO

R14 — CONCRETO SIMPLE

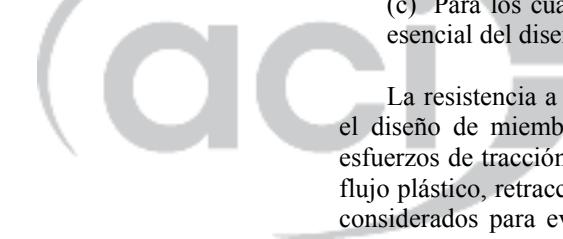
R14.1 — Alcance

R14.1.2 Elementos estructurales, tales como pilotes y pilas construidos en sitio y enterrados en suelo u otros materiales suficientemente rígidos para proporcionar un apoyo lateral adecuado para prevenir el pandeo, no están cubiertos en este Reglamento. Dichos elementos están cubiertos en el reglamento general de construcción.

R14.1.3 Dado que la resistencia y la integridad estructural de miembros de concreto simple estructural se basa solamente en el tamaño del miembro, resistencia del concreto y otras propiedades del concreto, el uso de concreto simple estructural debe estar limitado a miembros:

- (a) Que están básicamente en un estado de compresión.
- (b) Que pueden tolerar fisuras aleatorias sin que menoscaben su integridad estructural.
- (c) Para los cuales la ductilidad no es una característica esencial del diseño.

La resistencia a tracción del concreto puede utilizarse en el diseño de miembros de concreto simple estructural. Los esfuerzos de tracción debido a la restricción de los efectos de flujo plástico, retracción o variación de temperatura deben ser considerados para evitar una fisuración descontrolada o una falla estructural. Véase 1.4.5 para construcción residencial dentro del alcance del ACI 332.



REGLAMENTO**COMENTARIO**

14.1.5 No se permite usar concreto simple para columnas ni cabezales de pilotes.

R14.1.5 Dado que el concreto simple carece de la ductilidad necesaria que deben poseer las columnas y debido a que las fisuras aleatorias en una columna no reforzada muy probablemente pondrían en peligro su integridad estructural, el Reglamento no permite el uso de concreto simple en columnas. Sin embargo, se permite su uso en pedestales, limitados a una relación entre la altura no soportada lateralmente y la menor dimensión lateral de 3 ó menos (véase 14.1.3(d) y 14.3.3).

14.2 — Generalidades**14.2.1 Materiales**

14.2.1.1 Las propiedades de diseño para el concreto deben cumplir con el Capítulo 19.

14.2.1.2 El acero de refuerzo, si se requiere, debe cumplir con el Capítulo 20.

14.2.1.3 Los requisitos de los materiales, diseño y detallado de insertos embebidos en el concreto deben cumplir con 20.7.

14.2.2 Conexiones a otros miembros

14.2.2.1 La tracción no debe transmitirse a través de los bordes exteriores, juntas de construcción, juntas de contracción, o juntas de expansión de un elemento individual de concreto simple.

14.2.2.2. Los muros deben estar arriostrados contra desplazamiento lateral.

14.2.3 Prefabricados

14.2.3.1 El diseño de miembros prefabricados de concreto simple debe considerar todas las condiciones de carga desde la fabricación inicial hasta completar la estructura, incluyendo el desencofrado, almacenamiento, transporte y montaje.

R14.2 — Generalidades**R14.2.2 Conexiones a otros miembros**

R14.2.2.2 Los requisitos para muros de concreto simple son aplicables solamente a muros apoyados lateralmente de manera que se evite el desplazamiento lateral relativo entre la parte superior e inferior de los elementos individuales del muro. Este Reglamento no cubre los muros en los cuales no hay apoyo horizontal que evite el desplazamiento relativo en la parte superior y la inferior de los elementos del muro. Dichos muros no apoyados lateralmente deben diseñarse como miembros de concreto reforzado de acuerdo con este Reglamento.

R14.2.3 Prefabricados — Los miembros prefabricados de concreto simple estructural están sujetos a todas las limitaciones y requisitos para concreto construido en sitio que contiene este capítulo.

El enfoque para juntas de contracción o expansión se espera que sea un poco diferente que para concreto construido en sitio, dado que la mayor parte de los esfuerzos internos debidos a la retracción se producen antes del montaje. Para asegurar la estabilidad, los miembros prefabricados deben conectarse a otros miembros. Las conexiones deben ser tales que no se transmita tracción de un miembro a otro.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

14.2.3.2 Los miembros prefabricados deben estar conectados para que transfieran todas las fuerzas laterales a un sistema estructural capaz de resistir dichas fuerzas.

14.3 — Límites de diseño**14.3.1 Muros de carga**

14.3.1.1 El espesor mínimo de muros de carga debe cumplir con la Tabla 14.3.1.1.

Tabla 14.3.1.1 — Espesor mínimo de los muros de carga

Tipo de muro	Espesor mínimo	
General	Mayor de:	5.5 pulg.
		1/24 de la longitud o altura no apoyada, la que sea menor
Muros exteriores de sótano	7.5 pulg.	
Cimentación	7.5 pulg.	

14.3.2 Zapatas

14.3.2.1 El espesor de las zapatas debe ser al menos 8 pulg.

14.3.2.2 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 la capacidad admisible del suelo determinada de acuerdo con los principios de la mecánica de suelos.

14.3.3 Pedestales

14.3.3.1 La relación entre la altura no apoyada y el promedio de la menor dimensión lateral de pedestales de concreto simple no debe exceder 3.

14.3.4 Juntas de contracción y dilatación

14.3.4.1 Deben proporcionarse juntas de contracción o dilatación para dividir los miembros de concreto simple estructural en elementos discontinuos en flexión. El tamaño de cada elemento debe escogerse para limitar el esfuerzo causado por la restricción de los movimientos debidos a los efectos de flujo plástico, retracción y variación de temperatura.

R14.3 — Límites de diseño

R14.3.1 Muros de carga — Los muros de concreto simple se usan normalmente para construcción de muros de sótano en viviendas y en edificaciones comerciales livianas en zonas de baja o ninguna sismicidad. A pesar de que el Reglamento no impone una limitación a la altura máxima absoluta para el uso de muros de concreto simple, se previene a los diseñadores respecto a la extrapolación de la experiencia con estructuras relativamente menores y respecto al uso de muros de concreto 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 fisurado. Para dichas condiciones, el comité ACI 318 enfatiza el uso de muros diseñados de acuerdo con el Capítulo 11.

R14.3.2 Zapatas

R14.3.2.1 El espesor de las zapatas de concreto simple de dimensiones normales está generalmente controlado por la resistencia a flexión (esfuerzo en la fibra extrema en tracción no mayor de $5\phi\lambda\sqrt{f'_c}$) y no por la resistencia al cortante (véase R14.5.5.1). En zapatas construidas contra el suelo, el espesor total h a usar en los cálculos de resistencia se define en 14.5.1.7.

R14.3.3.1 La limitación de altura-espesor para pedestales de concreto simple no se aplica a las partes de los pedestales embebidas en suelo capaces de proporcionar restricción lateral.

R14.3.4 Juntas de contracción y dilatación

R14.3.4.1 En las construcciones de concreto simple, las juntas constituyen una consideración de diseño importante. En el concreto reforzado, se proporciona refuerzo para resistir los esfuerzos debidos a la restricción del flujo plástico, la retracción y variación de temperatura. En el concreto simple, las juntas son el único medio de diseño para controlar y con esto aliviar el desarrollo de dichos esfuerzos de tracción. Un miembro de concreto 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 esfuerzos internos. La junta puede ser una junta de contracción o una junta de dilatación. Se considera suficiente una reducción mínima de un 25 por ciento del espesor del



REGLAMENTO

COMENTARIO

14.3.4.2 El número y localización de las juntas de contracción o dilatación deben determinarse teniendo en cuenta (a) hasta (f):

- (a) Influencia de las condiciones climáticas.
- (b) Selección y dosificación de materiales.
- (c) Mezclado, colocación y curado del concreto.
- (d) Grado de restricción al movimiento.
- (e) Esfuerzos debidos a las cargas a las cuales está sometido el elemento.
- (f) Técnicas de construcción.

14.4 — Resistencia requerida

14.4.1 Generalidades

14.4.1.1 La resistencia requerida debe calcularse de acuerdo con las combinaciones de mayoración de carga definidas en el Capítulo 5.

14.4.1.2 La resistencia requerida debe calcularse de acuerdo con los procedimientos de análisis del Capítulo 6.

14.4.1.3 No se debe suponer continuidad a flexión en tracción entre elementos adyacentes de concreto simple estructural.

14.4.2 Muros

14.4.2.1 Los muros deben diseñarse para una excentricidad correspondiente al momento máximo que puede acompañar a la carga axial, pero no menor que $0.10h$, donde h es el espesor del muro.

14.4.3 Zapatas

14.4.3.1 Generalidades

14.4.3.1.1 Para zapatas que soportan columnas o pedestales de concreto de forma circular o de polígono regular, se permite

miembro para que una junta de contracción sea efectiva. La junta debe ser de tal forma que no se puedan desarrollar fuerzas de tracción axial ni tracción por flexión en ella después de la fisuración — una condición que se denomina discontinuidad en flexión. Donde la fisuración aleatoria debida a los efectos de flujo plástico, retracción y variación de temperatura no afecte la integridad estructural y, por otra parte sea aceptable, como en el caso de fisuración transversal de un muro de cimentación continuo, las juntas no son necesarias.

R14.4 — Resistencia requerida

R14.4.1 Generalidades

R14.4.1.1 Los miembros de concreto simple deben diseñarse para que tengan una resistencia adecuada ante cargas y fuerzas mayoradas. Cuando las resistencias de diseño se exceden, debe incrementarse la sección o aumentarse la resistencia especificada del concreto, o ambas, o el miembro debe diseñarse como miembro de concreto reforzado de acuerdo con los requisitos de este Reglamento. Un aumento en la sección de concreto puede tener un efecto perjudicial. Los esfuerzos debidos a las cargas disminuirán, pero los esfuerzos debidos a los efectos de flujo plástico, retracción y variación de temperatura pueden aumentar.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

suponerlos cuadrados con la misma área para la determinación de las secciones críticas.

14.4.3.2 Momento mayorado

14.4.3.2.1 La localización de la sección crítica para M_u debe cumplir con la Tabla 14.4.3.2.1.

Tabla 14.4.3.2.1 — Localización de la sección crítica para M_u

Miembro soportado	Localización de la sección crítica
Columna o pedestal	En la cara de la columna o pedestal
Columna con platina de base de acero	A la mitad de la distancia entre el borde de la columna y el borde de la platina de base de acero
Muro de concreto	En la cara del muro
Muro de albañilería	A media distancia entre el centro y el borde del muro de albañilería

14.4.3.3 Cortante mayorado en una dirección

14.4.3.3.1 La sección crítica para cortante en una dirección debe localizarse a una distancia h de (a) y (b), donde h es el espesor de la zapata.

- (a) Localización definida en la Tabla 14.4.3.2.1.
- (b) La cara en cargas concentradas o áreas de reacción.

14.4.3.3.2 Las secciones localizadas entre (a) o (b) de 14.4.3.3.1 y la sección crítica para cortante pueden diseñarse para el V_u en la sección crítica para cortante.

14.4.3.4 Cortante mayorado en dos direcciones

14.4.3.4.1 La sección crítica para cortante en dos direcciones debe localizarse de manera que su perímetro b_o sea un mínimo, pero no necesita estar más cerca que $h/2$ de (a) hasta (c):

- (a) Las localizaciones definidas en la Tabla 14.4.3.2.1.
- (b) La cara en cargas concentradas y áreas de reacción.
- (c) Variaciones en el espesor de la zapata.

14.4.3.4.2 Para columnas cuadradas o rectangulares, cargas concentradas o áreas de reacción, la sección crítica para cortante en dos direcciones puede calcularse suponiendo lados rectos.

14.5 — Resistencia de diseño**14.5.1 Generalidades**

14.5.1.1 Para cada combinación de mayoración de carga la resistencia de diseño en todas las secciones debe cumplir con $\phi S_n \geq U$, incluyendo (a) hasta (d). Debe considerarse la interacción entre los efectos de las cargas.

- (a) $\phi M_n \geq M_u$
- (b) $\phi P_n \geq P_u$

R14.4.3.4 Cortante mayorado en dos direcciones

R14.4.3.4.1 La sección crítica definida en este requisito es similar a la definida para elementos de concreto reforzado en 22.6.4.1, excepto que para concreto simple la sección crítica se basa en h en lugar que d .

R14.5 — Resistencia de diseño**R14.5.1 Generalidades****R14.5.1.1** Véase R9.5.1.1.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

- (c) $\phi V_n \geq V_u$
 (d) $\phi B_n \geq B_u$

14.5.1.2 ϕ debe determinarse de acuerdo con 21.2.

14.5.1.3 Se permite tener en cuenta la resistencia a tracción del concreto en el diseño.

14

14.5.1.4 El cálculo de la resistencia para flexión y carga axial debe basarse en una relación esfuerzo-deformación lineal, tanto en tracción como en compresión.

14.5.1.5 λ para concreto de peso liviano debe cumplir con 19.2.4.

14.5.1.6 No se debe asignar resistencia al refuerzo de acero.

14.5.1.7 Al calcular la resistencia de un miembro a flexión, flexión y carga axial combinada, o cortante, debe considerarse en el diseño la sección completa, excepto para el concreto construido contra el suelo en donde la altura total h debe tomarse como 2 pulg. menos que el espesor especificado.

14.5.1.8 A menos que se demuestre por un análisis, la longitud horizontal de un muro considerada como efectiva para cada carga vertical concentrada no debe exceder la distancia entre las cargas, ni el ancho de la zona de carga más cuatro veces el espesor del muro.

14.5.2 Flexión

14.5.2.1 M_n debe ser el menor valor entre el calculado con la ecuación (14.5.2.1a) en la cara en tracción y el calculado en la cara de compresión con la ecuación (14.5.2.1b):

$$M_n = 5\lambda\sqrt{f'_c}S_m \quad (14.5.2.1a)$$

$$M_n = 0.85f'_cS_m \quad (14.5.2.1b)$$

donde S_m es el módulo elástico de la sección correspondiente.

R14.5.1.2 El factor de reducción de la resistencia ϕ para diseño del concreto simple es igual para todas las condiciones de resistencia. Dado que tanto la resistencia a tracción por flexión como la resistencia a cortante para el concreto simple dependen de las características de resistencia a tracción del concreto, sin una reserva de resistencia o ductilidad por la ausencia del refuerzo, se ha considerado apropiado usar factores de reducción de resistencia iguales tanto para flexión como para cortante.

R14.5.1.3 La tracción por flexión puede ser considerada en el diseño de miembros de concreto simple para resistir cargas, siempre que los esfuerzos calculados no excedan los valores admisibles, y se proporcionen juntas de construcción, contracción o dilatación para aliviar los esfuerzos de tracción debidos a la restricción del flujo plástico, retracción y variación de temperatura.

R14.5.1.7 El espesor total reducido, h , para concreto construido contra el suelo tiene en cuenta las irregularidades de la excavación y cierta contaminación del concreto adyacente al suelo.

14.5.2 Flexión

R14.5.2.1 La ecuación (14.5.2.1b) puede controlar las secciones transversales asimétricas.

REGLAMENTO

COMENTARIO

14.5.3 Compresión axial

14.5.3.1 P_n se calcula como:

$$P_n = 0.60 f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{\ell_c}{32h} \right)^2 \right] \quad (14.5.3.1)$$

14.5.4 Flexión y carga axial de compresión

14.5.4.1 A menos que lo permita 14.5.4.2, las dimensiones de los miembros deben seleccionarse de acuerdo con la Tabla 14.5.4.1, donde M_u debe calcularse de acuerdo con 14.5.2.1b y P_n debe calcularse de acuerdo con 14.5.3.1.

Tabla 14.5.4.1 — Flexión y carga axial de compresión combinadas

Localización	Ecuación de interacción	
Cara de tracción	$\frac{M_u}{S_m} - \frac{P_u}{A_g} \leq 5\phi\lambda\sqrt{f'_c}$	(a)
Cara de compresión	$\frac{M_u}{\phi M_n} + \frac{P_u}{\phi P_n} \leq 1.0$	(b)

14.5.4.2 En muros de concreto simple de sección rectangular sólida, cuando $M_u \leq P_u (h/6)$, se puede omitir M_u en el diseño y P_n se calcula por medio de:

$$P_n = 0.45 f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{\ell_c}{32h} \right)^2 \right] \quad (14.5.4.2)$$

14.5.5 Cortante

14.5.5.1 V_n se calcula de acuerdo a la Tabla 14.5.5.1.

Tabla 14.5.5.1 — Resistencia nominal a cortante

Acción de cortante	Resistencia nominal a cortante, V_n		
Una dirección	$\frac{4}{3} \lambda \sqrt{f'_c} b_w h$		(a)
Dos direcciones Menor de:	$\left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \left(\frac{4}{3} \lambda \sqrt{f'_c} b_o h \right)^{[1]}$		(b)
	$2 \left(\frac{4}{3} \lambda \sqrt{f'_c} b_o h \right)$		(c)

[1] β corresponde a la relación de lado largo a lado corto de la carga concentrada o del área de la reacción.

R14.5.3 Compresión axial

R14.5.3.1 La ecuación (14.5.3.1) se presenta para reflejar el rango general de condiciones de arriostramiento y restricción encontrados en los extremos de elementos de concreto simple. El factor de longitud efectiva, como modificador de la distancia vertical entre apoyos ℓ_c , fue omitido debido a que es conservador para muros en que se suponen apoyos articulados, los cuales deben estar arriostrados contra desplazamiento lateral como requiere 14.2.2.2.

R14.5.4 Flexión y carga axial de compresión

R14.5.4.2 Cuando la carga resultante cae dentro del tercio central del espesor del muro, los muros de concreto simple se pueden diseñar usando la ecuación simplificada (14.5.4.2). Las cargas excéntricas y las fuerzas laterales se usan para determinar la excentricidad total de la fuerza axial mayorada P_u . La ecuación (14.5.4.2) refleja el intervalo de condiciones de arriostramiento y restricción en los extremos encontradas en el diseño de muros. Las limitaciones de 14.2.2.2, 14.3.1.1 y 14.5.1.8 aplican tanto para muros diseñados siguiendo 14.5.4.1 ó 14.5.4.2.

R14.5.5 Cortante

R14.5.5.1 Las dimensiones de los miembros de concreto simple están normalmente controladas por la resistencia a tracción en vez de la resistencia a cortante. El esfuerzo cortante (como substituto del esfuerzo principal de tracción) raramente controla. Sin embargo, dado que es difícil anticipar todas las condiciones posibles en las cuales se deba investigar el cortante, por ejemplo, llaves de cortante, el Comité 318 mantiene como requisitos la investigación de esta condición de esfuerzo básico.

Los requisitos de cortante para concreto simple suponen una sección no fisurada. La falla a cortante en concreto simple será una falla por tracción diagonal, que se producirá cuando el esfuerzo principal de tracción cerca del eje neutro iguale la resistencia a tracción del concreto. Dado que la mayor parte del esfuerzo principal de tracción se debe al cortante, el Reglamento resguarda contra una falla por tracción limitando

REGLAMENTO**COMENTARIO**

el cortante admisible en el eje neutro, calculado a partir de la ecuación para una sección de material homogéneo:

$$\nu = \frac{VQ}{Ib}$$

Donde ν y V son el esfuerzo cortante y la fuerza cortante, respectivamente, en la sección considerada; Q es el momento estático del área arriba o abajo del eje neutro; I es el momento de inercia de la sección bruta; y b es el ancho de la sección en el lugar donde el esfuerzo cortante se calcula.

14.5.6 Aplastamiento**14.5.6.1** B_n debe calcularse de acuerdo con la Tabla

14.5.6.1.

14 Tabla 14.5.6.1 — Resistencia nominal al aplastamiento

Condiciones geométricas relativas	B_n		
La superficie de apoyo es más ancha en todos los lados que el área cargada	Menor de:	$\sqrt{A_2/A_1} (0.85 f'_c A_l)$	(a)
		$2(0.85 f'_c A_l)$	(b)
Otros		$0.85 f'_c A_l$	(c)

14.6 — Detalles del refuerzo

14.6.1 Se deben colocar al menos dos barras No. 5 alrededor de todas las aberturas de ventanas y puertas. Dichas barras deben extenderse al menos 24 pulg. más allá de las esquinas de las aberturas.

REGLAMENTO

CAPÍTULO 15 — NUDOS VIGA-COLUMNA Y LOSA-COLUMNA

15.1 — Alcance

15.1.1 Este Capítulo se aplica al diseño y detallado de las conexiones viga-columna y losa-columna construidas en sitio.

15.2 — Generalidades

15.2.1 Los nudos viga-columna y losa-columna deben cumplir con las disposiciones de 15.3 para transmitir la fuerza axial de la columna a través del sistema de piso.

15.2.2 Cuando la carga por gravedad, viento, sismo u otras fuerzas laterales produzcan transmisión de momento en los nudos viga-columna y losa-columna, el cortante que se derive de la transmisión de momento debe tomarse en consideración en el diseño del nudo.

15.2.3 Los nudos viga-columna y losa-columna que transmiten momento a las columnas deben cumplir con las disposiciones de 15.4. Los nudos viga-columna de pórticos especiales resistentes a momento, los nudos losa-columna de pórticos intermedios resistentes a momento y los nudos viga-columna y losa-columna que se usan en pórticos que no se designan como parte del sistema resistente ante fuerzas sísmicas en estructuras asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico D, E o F deben cumplir con el Capítulo 18.

15.2.4 Un nudo viga-columna debe considerarse restringido si el nudo está soportado lateralmente en sus cuatro lados por vigas de aproximadamente igual altura.

15.2.5 Un nudo losa-columna debe considerarse restringido si el nudo está soportado lateralmente en sus cuatro lados por la losa.

15.3 — Transmisión de la fuerza axial de la columna a través del sistema de piso

15.3.1 Si f'_c de una columna es 1.4 veces mayor que el del sistema de piso, la transmisión de la fuerza axial a través del sistema de piso debe hacerse de acuerdo con (a), (b) o (c):

(a) Debe colocarse concreto de una resistencia a compresión igual a la especificada para la columna en la zona del piso aledaña a la columna. El concreto de la columna debe extenderse al menos 2 pies dentro de la losa medidos a partir de la cara de la columna, en todo el espesor del piso y debe ser monolítico con el concreto del piso.

(b) La resistencia de diseño de la columna a través del sistema de piso debe calcularse con el valor más bajo de la resistencia del concreto y usando espigas verticales (dowels) y espirales, según se requiera, para lograr una resistencia adecuada.

(c) Para nudos viga-columna y losa-columna restringidos lateralmente de acuerdo con 15.2.4 ó 15.2.5, respectivamente, se permite basar la resistencia de diseño de la columna en una resistencia supuesta del concreto en el nudo igual al 75 por ciento de la resistencia del concreto de la columna más el 35 por ciento de la resistencia del

COMENTARIO

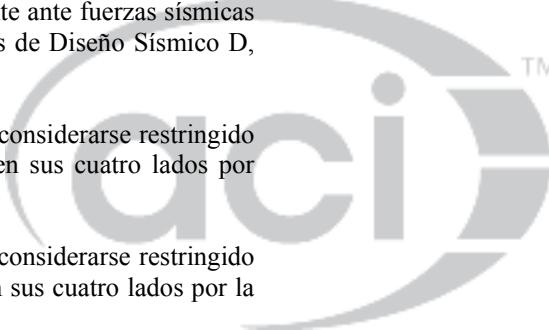
R.15 — NUDOS VIGA-COLUMNA Y LOSA-COLUMNA

R15.1 — Alcance

R15.2 — Generalidades

Ensayos (Hanson and Conner 1967) han mostrado que la zona del nudo en una conexión viga-columna interior de un edificio no necesita refuerzo para cortante si dicho nudo está confinado lateralmente en los cuatro lados por vigas de altura aproximadamente igual. Sin embargo, los nudos sin confinamiento lateral, tales como los existentes en el exterior de una edificación, necesitan refuerzo para cortante con el fin de prevenir el deterioro debido a la fisuración por cortante (352R-02). Estos nudos también pueden requerir refuerzo transversal para prevenir el pandeo del refuerzo longitudinal de la columna.

En zonas en las que puedan ocurrir sismos fuertes, puede ser necesario que los nudos resistan varias inversiones de carga que puedan desarrollar la capacidad a flexión de las vigas adyacentes. El Capítulo 18 contiene disposiciones especiales de diseño sísmico.



R15.3 — Transmisión de la fuerza axial de la columna a través del sistema de piso

Los requisitos de esta sección consideran el efecto que produce la resistencia del concreto del piso sobre la resistencia axial de la columna (Bianchini et al. 1960). Cuando la resistencia del concreto de la columna no excede la resistencia del concreto del piso en más del 40 por ciento, no es necesario tomar precauciones especiales. Para resistencias más altas del concreto de las columnas pueden utilizarse los métodos de 15.3.1(a) ó 15.3.1(b) para columnas de esquina o de borde. Los métodos de 15.3.1(a), (b) o (c) pueden usarse en columnas interiores con adecuada restricción en los cuatro lados.

Los requisitos de 15.3.1(a) localizan la interfaz entre el concreto de la columna y el del piso al menos 2 pies dentro del piso. El uso del procedimiento de colocación del concreto descrito en 15.3.1(a), requiere la colocación de dos mezclas de concreto diferentes en el sistema de piso. El concreto de resistencia más baja debe colocarse cuando el concreto de mayor resistencia todavía esté plástico y debe vibrarse en forma adecuada para asegurar que ambos concretos se integren completamente. Es importante que el concreto de mayor resistencia en el piso, en la región de la columna, se

REGLAMENTO

concreto del piso, donde el valor de la resistencia del concreto de la columna no debe ser mayor que 2.5 veces la resistencia del concreto del piso.

15

15.4 — Detallado de la conexión

15.4.1 Los nudos viga-columna y losa-columna restringidos de acuerdo a 15.2.4 ó 15.2.5, respectivamente, y que no forman parte de un sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas, no necesitan cumplir con las disposiciones para el refuerzo transversal de 15.4.2.

15.4.2 El área de todas las ramas del refuerzo transversal en cada dirección principal de los nudos viga-columna y losa-columna debe ser al menos la mayor de (a) y (b):

$$(a) 0.75\sqrt{f'_c} \frac{bs}{f_{yt}}$$

$$(b) 50 \frac{bs}{f_{yt}}$$

donde b es la dimensión de la sección de la columna perpendicular a la dirección bajo consideración.

15.4.2.1 En los nudos viga-columna y losa-columna, el área de refuerzo transversal calculado según 15.4.2 debe distribuirse dentro de una altura de la columna no menor que la mayor altura de las vigas o elementos de la losa que conectan a la columna.

15.4.2.2 Para nudos viga-columna, el espaciamiento del refuerzo transversal, s , no debe exceder la mitad de la altura de la viga de menor altura.

15.4.3 Cuando el refuerzo longitudinal de vigas y columnas se empalma o termina en un nudo, debe colocarse refuerzo transversal cerrado en el nudo de acuerdo a 10.7.6, a menos que la región del nudo esté restringida de acuerdo con 15.2.4 ó 15.2.5.

15.4.4 El desarrollo del refuerzo longitudinal que termina en un nudo debe cumplir con 25.4.

COMENTARIO

coloque antes de que el concreto de baja resistencia sea colocado en el piso para evitar que accidentalmente se coloque concreto de baja resistencia en el área de la columna. El Capítulo 26 establece que es responsabilidad del profesional facultado para diseñar indicar en los documentos contractuales donde deben colocarse los concretos de baja y alta resistencia.

Investigaciones (Ospina and Alexander 1998) han demostrado que losas muy cargadas no proporcionan tanto confinamiento al nudo como lo hacen losas poco cargadas cuando la relación de resistencia del concreto de la columna y la resistencia del concreto de la losa excede 2.5. En consecuencia, se fija un límite a la relación de resistencia del concreto para el diseño en 15.3.1(c).

R15.4 — Detallado de la conexión

R15.4.1 El detallado de la conexión debe realizarse de tal manera que se minimice la posibilidad de que se produzca fisuración debida a flujo plástico restringido, a la retracción y a movimientos causados por variación de temperatura. El Precast Concrete Institute (MNL 123-88) provee información sobre el detallado de conexiones en estructuras de concreto prefabricado.

R15.4.3 Se requiere refuerzo transversal en las conexiones para asegurar que la resistencia a flexión de los elementos se pueda desarrollar y mantener bajo cargas repetidas, a menos que el nudo se encuentre restringido en los cuatro lados por vigas o losas (Hanson and Conner 1967; ACI 352R-02).

REGLAMENTO

CAPÍTULO 16 — CONEXIONES ENTRE MIEMBROS

COMENTARIO

R.16 — CONEXIONES ENTRE MIEMBROS

16.1 — Alcance

16.1.1 Este capítulo se aplica al diseño de nudos y conexiones en la intersección de los miembros de concreto y para la transferencia de carga entre superficies de concreto, incluyendo (a) hasta (d):

- (a) Conexiones de miembros prefabricados
- (b) Conexiones entre cimentaciones y miembros construidos en sitio o prefabricados
- (c) Resistencia al cortante horizontal de miembros a flexión de concreto compuesto
- (d) Ménsulas y cartelas

16.2 — Conexiones de miembros prefabricados

16.2.1 Generalidades

16.2.1.1 Se permite que las fuerzas sean transferidas por medio de juntas inyectadas con mortero, llaves de cortante, apoyos, anclajes, conectores mecánicos, refuerzo de acero, afinados de piso reforzado, o combinación de estos métodos.

16.2.1.2 La efectividad de las conexiones debe ser verificada por medio de análisis o de ensayos.

16.2.1.3 No se permite usar detalles de conexión que dependan solamente de la fricción causada por las cargas gravitacionales.

16.2.1.4 Las conexiones y regiones de miembros adyacentes a las conexiones, se deben diseñar para resistir las fuerzas y acomodar las deformaciones causadas por todos los efectos de las cargas en el sistema estructural prefabricado.

16.2.1.5 El diseño de las conexiones debe considerar los efectos estructurales de la restricción a la variación de volumen de acuerdo con 5.3.6.

R16.2 — Conexiones de miembros prefabricados

R16.2.1 Generalidades — Los detalles de la conexión deben disponerse de tal manera que se minimice el potencial de fisuración debida a movimientos restringidos de flujo plástico, retracción y variación de temperatura. En Precast/Prestressed Concrete Institute (PCI MNL-123-88) se presenta información acerca de detalles recomendados de conexiones para estructuras de concreto prefabricado.

R16.2.1.1 Cuando se usan dos o más métodos de conexión para cumplir con los requisitos de transferencia de fuerzas, deben considerarse sus características carga-deformación individuales con el fin de confirmar que los mecanismos trabajan en conjunto como se espera.

R16.2.1.4 El comportamiento estructural de miembros prefabricados puede diferir sustancialmente del comportamiento de miembros similares construidos en sitio. En la construcción de estructuras prefabricadas, se requiere una especial atención en el diseño de las conexiones para minimizar o transmitir fuerzas debidas a retracción, flujo plástico, variación de temperatura, deformaciones elásticas, asentamientos diferenciales, viento y sismo.

R16.2.1.5 Las conexiones deben diseñarse de tal manera que permitan desplazamientos o resistan las fuerzas inducidas por desajustes, cambios de volumen debidos a retracción, flujo plástico, variaciones de temperatura y otros efectos ambientales. Las conexiones dispuestas para resistir las fuerzas deben hacerlo sin pérdida de resistencia. Las hipótesis de restricción que se hagan deben ser congruentes en todos los miembros interconectados. En algunos casos, la fuerza inducida puede actuar en una dirección pero afectar la resistencia de la conexión en otra dirección. Por ejemplo, la tracción longitudinal inducida por retracción en una viga prefabricada puede afectar la resistencia al cortante vertical de la ménsula donde se apoya.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

16.2.1.6 El diseño de las conexiones debe considerar los efectos de las tolerancias especificadas para la fabricación y el montaje de los miembros prefabricados.

16.2.1.7 El diseño de conexiones con componentes múltiples debe considerar las diferencias de rigidez, resistencia y ductilidad de los componentes.

16.2.1.8 Deben colocarse amarres de integridad en sentido transversal, longitudinal y vertical, y alrededor del perímetro de la estructura, de acuerdo con 16.2.4 o 16.2.5.

16.2.2 Resistencia requerida

16.2.2.1 La resistencia requerida para las conexiones y regiones adyacentes debe calcularse de acuerdo con las combinaciones de mayoración de carga del Capítulo 5.

16.2.2.2 La resistencia requerida para las conexiones y regiones adyacentes debe calcularse de acuerdo con los procedimientos de análisis del Capítulo 6.

16.2.3 Resistencia de diseño

16.2.3.1 Para cada combinación de mayoración de carga aplicable, las resistencias de diseño de las conexiones de miembros prefabricados deben cumplir con

$$\phi S_n \geq U \quad (16.2.3.1)$$

16.2.3.2 ϕ debe determinarse de acuerdo con 21.2.

16.2.3.3 En la superficie de contacto entre miembros de apoyo y miembros apoyados, o entre un miembro de apoyo o apoyado y un miembro de apoyo intermedio, la resistencia nominal al aplastamiento de las superficies de concreto, B_n , debe calcularse de acuerdo con 22.8. B_n debe ser la menor de las resistencias nominales al aplastamiento del concreto para la superficie del miembro de apoyo o apoyado y no debe exceder la resistencia de los miembros de apoyo intermedios, si los hay.

16.2.3.4 Cuando el cortante sea el efecto principal causado por la carga impuesta y la transferencia de cortante ocurre a través de un plano dado, se puede calcular V_n de acuerdo con los requisitos para fricción-cortante de 22.9.

16.2.4 Resistencia mínima de las conexiones y requisitos mínimos de amarres de integridad

16.2.4.1 Excepto cuando controlen los requisitos de 16.2.5, los amarres longitudinales y transversales de integridad deben conectar los miembros prefabricados al sistema resistente ante cargas laterales, y se deben colocar amarres verticales de integridad de acuerdo con 16.2.4.3 para conectar niveles adyacentes de piso y cubierta.

R16.2.1.6 Véase R26.9.1(a).

R16.2.1.8 El documento PCI Building Code Committee (1986) presenta recomendaciones para la cantidad mínima de amarres de integridad en edificaciones con muros de carga prefabricados.



R16.2.4.1 No se pretende que estos requisitos mínimos dejen sin efecto otros requisitos aplicables del Reglamento para el diseño de estructuras prefabricadas de concreto.

La integridad global de una estructura puede ser mejorada sustancialmente con cambios menores en la cantidad, ubicación y detallado del refuerzo del miembro y en el detallado de los dispositivos de conexión. Los amarres de

REGLAMENTO

COMENTARIO

16.2.4.2 Cuando miembros prefabricados formen diafragmas de piso o de cubierta, las conexiones entre el diafragma y aquellos miembros que están siendo soportados lateralmente por el diafragma deben tener un resistencia nominal a la tracción no menor que 300 lb. por pie de longitud.

16.2.4.3 En las juntas horizontales de todos los miembros prefabricados verticales, excepto enchapes de fachada, deben colocarse amarres de integridad verticales los cuales deben cumplir con (a) o (b):

(a) Las conexiones entre columnas prefabricadas deben tener amarres de integridad verticales con una resistencia nominal a tracción no menor a $200A_g$ lb., donde A_g es el área bruta de la columna. En columnas con sección transversal mayor a la requerida por consideraciones de carga, se permite emplear un área efectiva reducida basada en la sección transversal requerida. El área efectiva reducida debe ser al menos la mitad del área bruta de la columna.

(b) Los paneles de muro prefabricados deben tener un mínimo de dos amarres de integridad verticales por panel, con una resistencia nominal a la tracción no menor a 10,000 lb. por amarre.

16.2.5 Requisitos para amarres de integridad en estructuras con muros de carga de concreto prefabricado que tengan tres o más pisos de altura

integridad estructural deben constituir una trayectoria de carga completa, y la transferencia de carga a lo largo de esta trayectoria debe ser lo más directa posible. Las excentricidades de la trayectoria de carga, especialmente dentro de cualquier conexión, deben minimizarse.

R16.2.4.2 Las conexiones entre el diafragma y el miembro soportado lateralmente por el diafragma puede ser directa o indirecta. Por ejemplo, se puede conectar una columna directamente al diafragma o se puede conectar a una viga dintel que esté conectada al diafragma.

R16.2.4.3 Las conexiones en la base y las conexiones en las juntas horizontales de columnas y paneles de muro prefabricados, inclusive muros de cortante, deben ser diseñadas para transmitir todas las fuerzas y momentos de diseño. Los requisitos mínimos de integridad no son adicionales a estos requisitos de diseño. La práctica común es colocar los amarres simétricamente con respecto al eje central del panel de muro y dentro de las cuartas partes exteriores del ancho del panel, siempre que sea posible.

R16.2.5 Requisitos para amarres de integridad en estructuras con muros de carga de concreto prefabricado que tengan tres o más pisos de altura — En la Sección 16.2.4 se presentan requisitos para amarres de integridad que son aplicables a todas las estructuras de concreto prefabricado. Los requisitos específicos de esta sección se aplican únicamente a estructuras con muros de carga prefabricados con tres o más pisos de altura, muchas veces denominadas estructuras de grandes paneles. Si los requisitos de esta sección se oponen a los requisitos de 16.2.4, rigen los requisitos de esta sección.

Estos requisitos mínimos de integridad estructural para estructuras de muros de carga de grandes paneles tienen como intención proveer un efecto de catenaria colgante en el caso de que se pierda el apoyo de uno de los muros de carga (Portland Cement Association 1980). Los amarres cuando se calculan para efectos de carga específicos pueden exceder estos requisitos mínimos. Los requisitos mínimos para amarres de integridad se ilustran en la Fig. R16.2.5 y están basados en las recomendaciones del PCI para diseño de edificaciones con muros de carga prefabricados (PCI Committee on Precast Concrete Bearing Wall Buildings 1976). La resistencia de los amarres de integridad se basa en la resistencia a la fluencia. El PCI Building Code Committee (1986) da recomendaciones para amarres mínimos de integridad para edificaciones con muros de carga de concreto prefabricado.

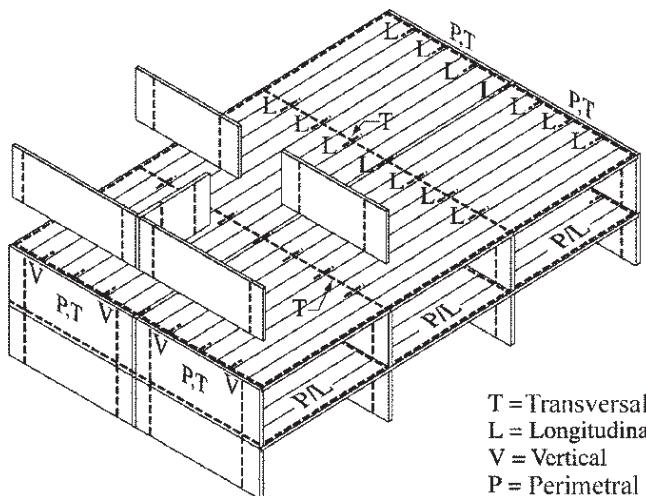
REGLAMENTO**COMENTARIO**

Fig. R16.2.5 — Disposición típica de amarres de integridad en estructuras de grandes paneles.

16

16.2.5.1 Los amarres de integridad en sistemas de piso y cubierta deben cumplir con (a) a (f):

- (a) En los sistemas de piso y cubierta deben colocarse amarres de integridad longitudinales y transversales capaces de proveer una resistencia nominal a tracción de al menos 1500 lb. por pie de ancho o de largo.
- (b) Deben colocarse amarres de integridad longitudinales y transversales sobre los apoyos de los muros interiores y entre el sistema de piso o cubierta y los muros exteriores.
- (c) Los amarres de integridad longitudinales y transversales deben estar ubicados en o a menos de 2 pies del plano del sistema de piso o cubierta.
- (d) Los amarres de integridad longitudinales deben orientarse en dirección paralela a las luces de las losas de piso o cubierta y deben espaciarse a no más de 10 pies medidos centro a centro. Se deben tomar provisiones para transferir las fuerzas alrededor de las aberturas.
- (e) Los amarres de integridad transversales deben orientarse en dirección perpendicular a las luces de las losas de piso o cubierta y deben tener un espaciamiento no mayor a la separación entre los muros de carga.
- (f) Los amarres de integridad alrededor del perímetro de cada piso o cubierta, localizados dentro de 4 pies del borde, deben proporcionar una resistencia nominal a tracción de al menos 16,000 lb.

16.2.5.2 Los amarres de integridad verticales deben cumplir con (a) a (c):

- (a) Se deben colocar amarres de integridad en todos los paneles de muro y deben ser continuos en toda la altura de la edificación.

R16.2.5.1(a) Los amarres de integridad longitudinales pueden salir desde las losas y ser empalmados, soldados, o conectados mecánicamente, o pueden estar embebidos en las juntas con mortero de inyección, con una longitud y recubrimiento suficiente para desarrollar la fuerza requerida. La longitud de adherencia para acero de preesforzado adherido sin tensionar, cuando se use, debe ser suficiente para desarrollar la resistencia a la fluencia (Salmons and McCrate 1977).

R16.2.5.1(c) Es frecuente colocar los amarres de integridad en muros ubicados razonablemente cerca del plano del sistema de piso o cubierta.

R16.2.5.1(e) Los amarres de integridad transversales pueden colocarse uniformemente espaciados, ya sea embebidos en los paneles o en el concreto de afinado de piso, o pueden concentrarse en los muros de carga transversales.

R16.5.2.1(f) Los amarres de integridad perimetrales no necesitan sumarse a los amarres de integridad longitudinales y transversales requeridos.

REGLAMENTO

- (b) Los amarres de integridad deben proveer una resistencia nominal a la tracción de al menos 3000 lb. por pie horizontal de muro.
- (c) Se deben colocar al menos dos amarres de integridad en cada panel de muro.

16.2.6 Dimensiones mínimas de las conexiones de apoyo

16.2.6.1 Las dimensiones de las conexiones de apoyo deben cumplir con 16.2.6.2 ó 16.2.6.3, a menos que se demuestre por medio del análisis o ensayos que el comportamiento no se ve afectado.

16.2.6.2 Para losas, vigas o miembros en forma de T alargada prefabricados, las dimensiones mínimas de diseño, después de considerar las tolerancias, medidas desde la cara del apoyo al extremo del miembro prefabricado en la dirección de la luz, deben cumplir con la Tabla 16.2.6.2.

Tabla 16.2.6.2 — Dimensiones mínimas de diseño desde la cara del apoyo al extremo del miembro prefabricado

Tipo de miembro	Distancia mínima, pulg.
Losas macizas o alveolares (hollow-core)	Mayor de:
	$\ell_n/180$ 2
Vigas o miembros en forma de T alargada	Mayor de:
	$\ell_n/180$ 3

R16.2.6 Dimensiones mínimas de las conexiones de apoyo — Esta sección diferencia entre la longitud de contacto y la longitud del extremo de un miembro prefabricado que está sobre el apoyo. (Véase la Fig. R16.2.6).

Las almohadillas de apoyo distribuyen las cargas y reacciones concentradas sobre el área de contacto, y permiten movimientos horizontales y rotacionales limitados que alivian los esfuerzos. Para prevenir el descascaramiento bajo las zonas de contacto muy cargadas, las almohadillas de soporte no se deben extender hasta el borde del apoyo, a menos que el borde esté reforzado. Los bordes pueden reforzarse con platinas o ángulos de acero anclados. En la sección 16.5 se presentan los requisitos para las zonas de apoyo en ménsulas o cartelas.

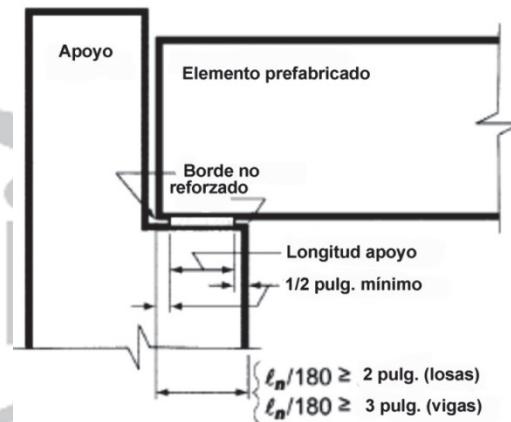


Fig. R16.2.6 — Longitud de contacto en el apoyo

16.2.6.3 Las almohadillas de apoyo adyacentes a bordes no reforzados deben desplazarse hacia atrás un mínimo de 0.5 pulg. desde la cara del apoyo, o al menos la dimensión del chaflán en bordes achaflanados.

16.3 — Conexiones a cimentaciones

16.3.1 Generalidades

16.3.1.1 Las fuerzas y momentos mayorados en la base de columnas, muros o pedestales deben transmitirse a la cimentación de apoyo a través del concreto por aplastamiento y mediante refuerzo, espigas (dowels), pernos de anclaje y conectores mecánicos.

16.3.1.2 El refuerzo, los espigas (dowels) o los conectores mecánicos entre los miembros apoyados y la cimentación deben ser adecuados para transmitir (a) y (b):

- (a) La fuerza de compresión que excede la menor de las resistencias al aplastamiento del concreto del miembro soportado o de la cimentación, calculadas de acuerdo con 22.8.

R16.3 — Conexiones a cimentaciones

Los requisitos de 16.3.1 a 16.3.3 se aplican tanto a las estructuras de concreto construidas en sitio como a las prefabricadas. En 16.3.4 y 16.3.5 se presentan requisitos adicionales para estructuras de concreto construidas en sitio, mientras que en 16.3.6 se presentan los requisitos para construcción con prefabricados.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

(b) Cualquier fuerza de tracción calculada que se transmita a través de la interfaz.

16.3.1.3 En la base de una columna compuesta con un núcleo de acero estructural, se debe cumplir con (a) o (b):

(a) La base de la sección de acero estructural debe diseñarse para que transfiera las fuerzas mayoradas totales provenientes de todo el miembro compuesto a la cimentación.

(b) La base de la sección de acero estructural debe diseñarse para que transmita únicamente las cargas mayoradas provenientes solamente del núcleo de acero, y las cargas restantes de las cargas mayoradas totales deben transferirse a la cimentación por compresión en el concreto y por refuerzo.

16.3.2 Resistencia requerida

16.3.2.1 Las cargas y momentos mayorados transferidos a la

cimentación deben calcularse de acuerdo con las combinaciones de mayoración de carga definidas en el Capítulo 5 y los procedimientos de análisis del Capítulo 6.

16.3.3 Resistencia de diseño

16.3.3.1 La resistencia de diseño de las conexiones entre columnas, muros o pedestales y la cimentación debe cumplir con la ecuación (16.3.3.1) para cada combinación de carga aplicable. Las conexiones entre miembros prefabricados y la cimentación deben cumplir los requisitos para amarres verticales de integridad de 16.2.4.3 ó 16.2.5.2.

$$\phi S_n \geq U \quad (16.3.3.1)$$

donde S_n es la resistencia nominal a flexión, cortante, torsión o aplastamiento de la conexión.

16.3.3.2 ϕ debe determinarse de acuerdo con 21.2.

16.3.3.3 La resistencia a momento y carga axial combinadas de las conexiones debe calcularse de acuerdo con 22.4.

16.3.3.4 En la superficie de contacto entre un miembro apoyado y la cimentación, o entre un miembro apoyado o la cimentación y un elemento de apoyo intermedio, la resistencia nominal al aplastamiento del concreto, B_n , debe calcularse de acuerdo con lo dispuesto en 22.8 para superficies de concreto. B_n debe ser la menor resistencia nominal al aplastamiento del concreto del miembro soportado o de la superficie de apoyo de la cimentación, y no debe exceder la resistencia de los elementos de apoyo intermedios, si los hay.

16.3.3.5 En la superficie de contacto entre el miembro soportado y la cimentación, V_n debe calcularse de acuerdo con los requisitos de cortante por fricción de 22.9, o mediante otros medios apropiados.

R16.3.3 Resistencia de diseño



R16.3.3.4 En el caso general en que una columna se apoye en una zapata de mayor área que la columna, la resistencia de aplastamiento debe verificarse en la base de la columna y en la parte superior de la zapata. En ausencia de espigas (dowels) o de refuerzo en la columna que continua dentro de la cimentación, debe comprobarse la resistencia en la parte inferior de la columna usando la resistencia del concreto solamente.

R16.3.3.5 El método de cortante por fricción puede emplearse para verificar la transferencia de fuerzas laterales al pedestal o a la zapata de apoyo. Como alternativa al cortante por fricción en un plano de cortante pueden emplearse llaves

REGLAMENTO

COMENTARIO

16.3.3.6 En la base de una columna prefabricada, pedestal o muro, los tornillos de anclaje y los anclajes³ para conexiones mecánicas deben diseñarse de acuerdo con el Capítulo 17. Las fuerzas que se desarrollen durante el montaje deben considerarse.

16.3.3.7 En la base de una columna prefabricada, pedestal o muro, los conectores mecánicos deben diseñarse para alcanzar su resistencia de diseño antes de que se presente la falla de anclaje o la falla del concreto que los circunda.

16.3.4 *Refuerzo mínimo para las conexiones entre miembros construidos en sitio y la cimentación*

16.3.4.1 Para las conexiones entre columnas o pedestales construidos en sitio y la cimentación, A_s a través de la interfaz debe ser al menos $0.005A_g$, donde A_g es el área bruta del miembro soportado.

16.3.4.2 Para las conexiones entre muros construidos en sitio y la cimentación, el área del refuerzo vertical a través de la interfaz debe cumplir con 11.6.1.

16.3.5 *Detalles para las conexiones entre miembros construidos en sitio y la cimentación*

16.3.5.1 En la base de columnas, pedestales o muros construidos en sitio, debe proporcionarse el refuerzo requerido para satisfacer 16.3.3 y 16.3.4, ya sea extendiendo las barras longitudinales dentro de la cimentación de apoyo, o mediante espigas (dowels).

16.3.5.2 Cuando se transmiten momentos a la cimentación, el refuerzo, los espigas (dowels) o los conectores mecánicos deben cumplir con 10.7.5 para empalmes.

16.3.5.3 Si se usa una conexión que permite rotación (articulada) o balanceo en las columnas o pedestales construidos en sitio, dicha conexión debe cumplir con lo especificado en 16.3.3.

16.3.5.4 En las zapatas, se permite el empalme por traslapo de las barras longitudinales de diámetro No. 14 y No. 18, sólo en compresión, con espigas para satisfacer lo estipulado en

de cortante, siempre que el refuerzo que cruza la junta cumpla con los requisitos de 16.3.4.1 para construcción en sitio o 16.3.6.1 para prefabricados. En estructuras prefabricadas, la resistencia a las fuerzas laterales puede obtenerse mediante dispositivos mecánicos o soldados.

R16.3.3.6 El Capítulo 17 cubre el diseño de anclajes, incluyendo los requisitos de diseño sísmico. En construcción prefabricada, las consideraciones de montaje pueden controlar el diseño de la conexión en la base y por esta razón deben considerarse.

R16.3.4 *Refuerzo mínimo para las conexiones entre miembros construidos en sitio y la cimentación* — El Reglamento exige una cantidad mínima de refuerzo entre todos los miembros apoyados y de apoyo, para asegurar un comportamiento dúctil. Este refuerzo se requiere para proporcionar cierto grado de integridad estructural durante la etapa de construcción y durante la vida de la estructura.

R16.3.4.1 El área mínima de refuerzo en la base de una columna puede proporcionarse prolongando las barras longitudinales y anclándolas dentro de la zapata o mediante espigas (dowels) anclados adecuadamente.

R16.3.5 *Detalles para las conexiones entre miembros construidos en sitio y la cimentación*

R16.3.5.2 Cuando se transfieren momentos desde la columna hacia la zapata, el concreto en la zona de compresión de la columna puede llegar a esfuerzos de $0.85f'_c$ bajo condiciones de carga mayorada y, como resultado, todos los refuerzos generalmente tienen que ser anclados dentro de la zapata.

R16.3.5.4 Se permiten los empalmes por traslapo en compresión entre barras de diámetro grande y espigas de acuerdo con 25.5.5.3. Para satisfacer 16.3.3.1 se puede

REGLAMENTO

16.3.3.1 Los espigos (dowels) deben cumplir con (a) hasta (c):

- (a) Los espigos no deben ser mayores que barra No. 11
- (b) Los espigos deben extenderse dentro del miembro soportado por una distancia no menor que la mayor entre longitud de desarrollo de las barras longitudinales en compresión, ℓ_{dc} , y la longitud de empalme por traslapo para compresión de los espigos (dowels), ℓ_{sc} .
- (c) Los espigos deben extenderse dentro de la zapata por una distancia al menos igual a ℓ_{dc} de los espigos.

16.3.6 Detallado de las conexiones entre miembros prefabricados y la cimentación

16.3.6.1 En la base de columnas, pedestales o muros prefabricados, la conexión a la cimentación debe cumplir con los requisitos de 16.2.4.3 ó 16.2.5.2.

16.3.6.2 Cuando las combinaciones de carga aplicables de 16.3.3 no indiquen tracción en la base de los muros prefabricados, se permite que los amarres verticales de integridad requeridos por 16.2.4.3(b) se desarrollen dentro de una losa de concreto sobre terreno apropiadamente reforzada.

16.4 Transferencia de las fuerzas de cortante horizontal en miembros de concreto compuesto resistentes a flexión

16.4.1 Generalidades

16.4.1.1 En un miembro compuesto a flexión debe asegurarse la transferencia completa de las fuerzas de cortante horizontal en las superficies de contacto de los miembros interconectados.

16.4.1.2 Donde exista tracción a través de cualquier superficie de contacto entre elementos de concreto interconectados, sólo se permite la transmisión de cortante por contacto cuando se proporcione refuerzo transversal de acuerdo con 16.4.6 y 16.4.7.

16.4.1.3 La preparación de la superficie supuesta en el diseño debe especificarse en los documentos de construcción.

16.4.2 Resistencia requerida

16.4.2.1 Las fuerzas mayoradas transmitidas a lo largo de la superficie de contacto en los miembros de concreto compuesto a flexión deben calcularse de acuerdo con las combinaciones de mayoración de carga del Capítulo 5.

16.4.2.2 La resistencia requerida debe calcularse de acuerdo a los procedimientos de análisis del Capítulo 6.

COMENTARIO

requerir que las barras No. 14 ó 18 se empalmen con más de una barra de espigo.

R16.4 Transferencia de las fuerzas de cortante horizontal en miembros de concreto compuesto resistentes a flexión

R16.4.1 Generalidades

R16.4.1.1 La transferencia total del cortante horizontal entre segmentos de los miembros compuestos debe garantizarse por medio de la resistencia al cortante horizontal en las superficies de contacto, o por medio de estribos anclados adecuadamente, o ambos.

R16.4.1.3 En 26.5.6 se requiere que el profesional facultado para diseñar especifique la preparación de la superficie en los documentos de construcción.

REGLAMENTO**COMENTARIO****16.4.3 Resistencia de diseño**

16.4.3.1 La resistencia de diseño para la transmisión de cortante horizontal debe cumplir con la ecuación (16.4.3.1) a lo largo de la superficie de contacto del miembro de concreto compuesto a flexión, a menos que se cumpla con 16.4.5:

$$\phi V_{nh} \geq V_u \quad (16.4.3.1)$$

donde la resistencia nominal a cortante horizontal, V_{nh} , debe calcularse de acuerdo con 16.4.4.

16.4.3.2 ϕ debe determinarse de acuerdo con 21.2.

16.4.4 Resistencia nominal a cortante horizontal

16.4.4.1 Cuando $V_u > \phi(500b_v d)$, V_{nh} debe tomarse como V_n calculado de acuerdo con 22.9, donde b_v es el ancho de la superficie de contacto y d es concordante con 16.4.4.3.

16.4.4.2 Cuando $V_u \leq \phi(500b_v d)$, V_{nh} debe calcularse de acuerdo con la Tabla 16.4.4.2, donde $A_{v,min}$ cumple con 16.4.6, b_v es el ancho de la superficie de contacto y d cumple con 16.4.4.3.

R16.4.4.2 Las resistencias permitidas para el cortante horizontal y el requisito de 1/4 de pulg. para la amplitud de la rugosidad intencional están basados en los ensayos discutidos en Kaar et al. (1960), Saemann and Washa (1964), y Hanson (1960).

Tabla 16.4.4.2 — Resistencia nominal a cortante horizontal

Refuerzo para transmisión de cortante	Preparación de la superficie de contacto ⁽¹⁾	V_{nh} , lb.		
$A_v \geq A_{v,min}$	Concreto colocado contra concreto endurecido intencionalmente rugoso con una amplitud total de aproximadamente 1/4 de pulg.	Menor de:	$\lambda \left(260 + 0.6 \frac{A_v f_{yt}}{b_v s} \right) b_v d$	(a)
	Concreto colocado contra concreto endurecido y no intencionalmente rugoso		$500b_v d$	(b)
Otros casos	Concreto colocado contra concreto endurecido e intencionalmente rugoso	$80b_v d$		(c)
		$80b_v d$		(d)

⁽¹⁾ La superficie de contacto de concreto debe estar limpia y sin residuos de exudación o lechada

16.4.4.3 En la Tabla 16.4.4.2, d es la distancia desde la fibra extrema en compresión de la sección compuesta total al centroide de refuerzo longitudinal en tracción, preeforzado y no preeforzado, si existe, pero no hay necesidad de tomarlo menor de **0.80h** para miembros de concreto preeforzado.

R16.4.4.3 En miembros de concreto preeforzado compuestos, la altura del refuerzo de tracción puede variar a lo largo del miembro. La definición de d usada en el Capítulo 22 para la determinación de la resistencia a cortante vertical también es apropiada para determinar la resistencia a cortante horizontal.

16.4.4.4 Se permite que el refuerzo transversal en el concreto colocado previamente que se extiende en el concreto colocado en sitio y está anclado en ambos lados de la interfaz se incluya como amarre para los efectos del cálculo de V_{nh} .

16.4.5 Método alternativo para calcular la resistencia de diseño para cortante horizontal

16.4.5.1 Como alternativa a 16.4.3.1, el cortante horizontal mayorado, V_{uh} , debe determinarse calculando la variación de la



REGLAMENTO**COMENTARIO**

fuerza de compresión o de tracción en cualquier segmento del miembro de concreto compuesto, y se debe cumplir con la ecuación (16.4.5.1) a lo largo de la superficie de contacto.

$$\phi V_{nh} \geq V_u \quad (16.4.5.1)$$

La resistencia nominal de cortante horizontal, V_{nh} , debe calcularse de acuerdo con 16.4.4.1 ó 16.4.4.2, donde el área de la superficie de contacto debe substituirse por $b_v d$ y V_{uh} debe sustituirse por V_u . Se deben tomar precauciones para transferir la variación de la fuerza de compresión o de tracción como fuerza de cortante horizontal a través de la interfaz.

16.4.5.2 Donde el refuerzo de transmisión de cortante se diseña para resistir el cortante horizontal cumpliendo con la ecuación (16.4.5.1), la relación entre el área de los amarres y su espaciamiento a lo largo del miembro debe reflejar aproximadamente la distribución de las fuerzas cortantes en la interfaz en el miembro de concreto compuesto.

16

16.4.5.3 Se permite que en una sección cuyo concreto se colocó previamente, el refuerzo transversal que se extiende dentro del concreto colocado previamente y anclado en ambos lados de la interfaz, se incluya como estribos para efectos del cálculo de V_{nh} .

16.4.6 Refuerzo mínimo para transferir el cortante horizontal

16.4.6.1 Donde el refuerzo de transferencia de cortante se diseña para transferir el cortante horizontal, $A_{v,min}$ debe ser el mayor entre (a) y (b):

$$(a) 0.75\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_y}$$

$$(b) 50 \frac{b_w s}{f_y}$$

16.4.7 Detallado del refuerzo para transferir el cortante horizontal

16.4.7.1 El refuerzo para transferir el cortante debe consistir en barras individuales o alambres, estribos de ramas múltiples, o ramas verticales de refuerzo de alambre electrosoldado.

16.4.7.2 Donde se coloca refuerzo de transferencia de cortante diseñado para resistir el cortante horizontal, el espaciamiento longitudinal de este refuerzo no debe exceder el

R16.4.5.2 La distribución del esfuerzo cortante horizontal a lo largo de la superficie de contacto en un miembro compuesto refleja la distribución del cortante a lo largo del miembro. La falla por cortante horizontal se inicia donde el esfuerzo cortante horizontal es máximo y se propaga a las regiones de menores esfuerzos. Debido a que el deslizamiento correspondiente a la resistencia máxima al cortante horizontal es pequeño en una superficie de contacto concreto-concreto, la redistribución longitudinal de la resistencia a cortante horizontal es muy limitada. Por lo tanto, el espaciamiento de los amarres a lo largo de la superficie de contacto debe ser tal que proporcione una distribución de la resistencia a cortante horizontal que se aproxime a la distribución del esfuerzo cortante a lo largo de la superficie de contacto.

R16.4.6 Refuerzo mínimo para transferir el cortante horizontal

R16.4.6.1 Los requisitos para el área mínima del refuerzo de transferencia de cortante se basan en los datos de los ensayos discutidos en Kaar et al. (1960), Saemann and Washa (1964), Hanson (1960), Grossfield and Birnstiel (1962), y Mast (1968).

R16.4.7 Detallado del refuerzo para transferir el cortante horizontal

REGLAMENTO

COMENTARIO

menor de 24 pulg. y cuatro veces la dimensión menor del elemento soportado.

16.4.7.3 El refuerzo para transferir cortante debe desarrollarse dentro de los elementos interconectados de acuerdo con 25.7.1.

16.5 — Ménsulas y cartelas

16.5.1 Generalidades

R16.4.7.3 Se requiere de un anclaje adecuado para los amarres que se prolongan a través de la interfaz para mantener el contacto a lo largo de la interfaz.

16.5 — Ménsulas y cartelas

R16.5.1 Generalidades — Las ménsulas y cartelas son voladizos cortos que tienden a actuar como cerchas simples o vigas de gran altura más que como miembros a flexión, las que están diseñadas para cortante de acuerdo con 22.5. La cartela que se muestra en la Fig. R16.5.1 puede fallar por cortante a lo largo de la interfaz entre la columna y la cartela, por fluencia del estribo en tracción, por aplastamiento o hendimiento del puntal de compresión, o debido a una falla de aplastamiento localizada o de cortante bajo la platina de carga. Estos modos de falla se ilustran y examinan con mayor detalle en Elzantaty et al. (1986).

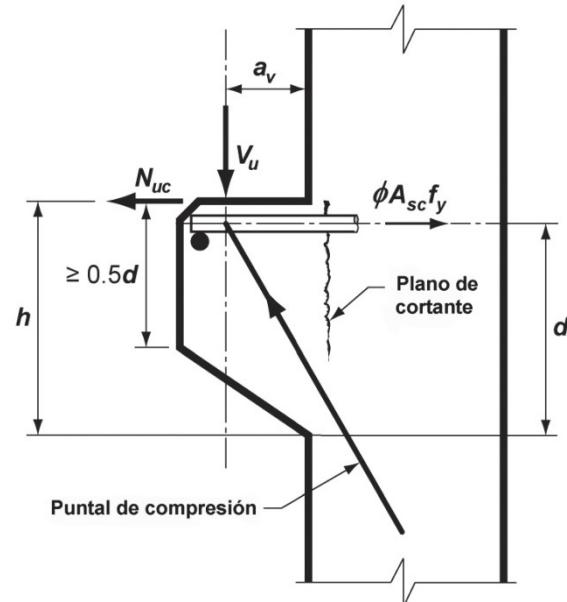


Fig. R16.5.1a — Acción estructural de una ménsula

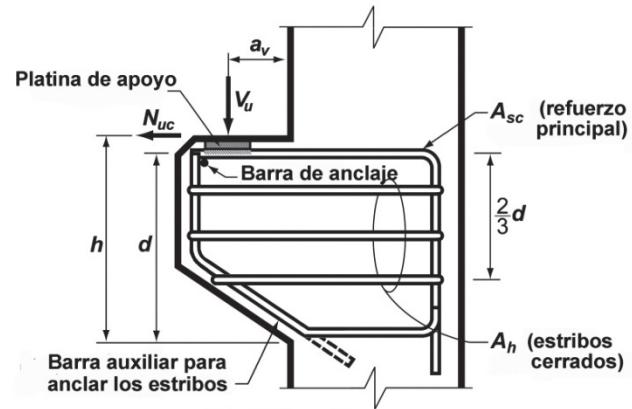


Fig. R16.5.1b — Nomenclatura usada en la Sección 18.3.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

16.5.1.1 Se pueden diseñar ménsulas y cartelas con una relación de luz de cortante a altura, $a_v/d \leq 1.0$ y con una fuerza mayorada de tracción horizontal, $N_{uc} \leq V_u$ de acuerdo con 16.5.

16.5.2 Límites dimensionales

16.5.2.1 La altura efectiva d para ménsulas y cartelas debe ser determinada en la cara del apoyo.

16.5.2.2 La altura total de ménsulas y cartelas en el borde exterior del área de apoyo debe ser al menos **0.5d**.

16

16.5.2.3 Ninguna parte del área de contacto sobre una ménsula o cartela puede proyectarse más allá de la cara del apoyo que lo indicado en (a) o (b):

- (a) El extremo de la porción recta de las barras de refuerzo principal de tracción
- (b) La cara interior de la barra transversal de anclaje, cuando ésta exista.

16.5.2.4 Para concreto de densidad normal, las dimensiones de las ménsulas o cartelas deben seleccionarse de manera que V_u/ϕ no exceda el menor de (a) hasta (c):

- (a) $0.2f'_c b_w d$
- (b) $(480 + 0.08f'_c)b_w d$
- (c) $1600b_w d$

16.5.2.5 Para el concreto completamente liviano o concreto liviano de arena de peso normal, las dimensiones de las ménsulas o cartelas deben seleccionarse de manera que V_u/ϕ no exceda al menor de (a) y (b):

$$(a) \left(0.2 - 0.07\frac{a_v}{d}\right)f'_c b_w d$$

$$(b) \left(800 - 280\frac{a_v}{d}\right)b_w d$$

El método de diseño abordado en esta sección ha sido validado experimentalmente sólo para $a_v/d \leq 1.0$. Además, se especifica un límite superior para N_{uc} ya que este método de diseño sólo se ha validado experimentalmente para $N_{uc} \leq V_u$.

R16.5.1.1 Se permite el diseño de ménsulas y cartelas de acuerdo con el Capítulo 23 indistintamente de la luz de cortante.

R16.5.2 Límites dimensionales

R16.5.2.2 Se especifica una altura mínima como la señalada en la Fig. R16.5.1(a) en el borde exterior del área de apoyo para evitar la ocurrencia de una falla prematura debida a una fisura mayor que se propaga desde debajo del área de contacto hacia la cara inclinada de la cartela o de la ménsula. Se han observado fallas prematuras de este tipo (Kriz and Raths 1965) en cartelas con alturas en el borde exterior del área de contacto menores que las especificadas en la Sección 16.5.2.2.

R16.5.2.3 La restricción sobre la ubicación del área de apoyo es necesaria para asegurar el desarrollo de la resistencia a la fluencia especificada del refuerzo a tracción localizado cerca de la carga.

Cuando se diseñan ménsulas para resistir fuerzas de tracción N_{uc} la platina de apoyo debe estar completamente anclada al refuerzo de tracción principal (Véase la Fig. R16.5.1(b)).

R16.5.2.4 Estos límites imponen restricciones de tipo dimensional en ménsulas y cartelas, necesarias para cumplir con la resistencia máxima a cortante por fricción permitida en la sección crítica en la cara de apoyo.

R16.5.2.5 Ensayos (Mattock et al. 1976) han demostrado que la resistencia máxima al cortante por fricción de ménsulas o cartelas de concreto liviano es función tanto de f'_c como de a_v/d . No se dispone de datos para cartelas o ménsulas hechas de concreto liviano de arena de peso normal. Como resultado, se han aplicado las mismas limitaciones en ménsulas y cartelas tanto de concreto completamente liviano como en concreto liviano de arena de peso normal.

REGLAMENTO**COMENTARIO****16.5.3 Resistencia requerida****R16.5.3 Resistencia requerida**

16.5.3.1 La sección en la cara del apoyo debe diseñarse para resistir simultáneamente el cortante mayorado V_u , la fuerza mayorada de tracción horizontal N_{uc} y el momento mayorado M_u dado por $[V_u a_v + N_{uc} (h - d)]$.

16.5.3.2 La fuerza de tracción horizontal, N_{uc} , y el cortante, V_u , mayorados deben tener los valores máximos calculados de acuerdo con las combinaciones de mayoración de carga del Capítulo 5.

16.5.3.3 La resistencia requerida debe calcularse de acuerdo con los procedimientos de análisis del Capítulo 6, y los requisitos de esta sección.

16.5.3.4 Al calcular la fuerza de tracción horizontal N_{uc} que actúa sobre una ménsula o cartela debe considerarse como una carga viva aun cuando la tracción resulte de restricción al flujo plástico, retracción, o variación de temperatura.

16.5.3.5 La fuerza de tracción mayorada, N_{uc} , no debe ser menor que $0.2V_u$ a menos que se tomen precauciones para evitar que las fuerzas de tracción afecten la ménsula o cartela.

16.5.4 Resistencia de diseño

16.5.4.1 La resistencia de diseño en todas las secciones debe cumplir con $\phi S_n \geq U$, incluyendo de (a) a (c). Se debe considerar la interacción entre los efectos de las cargas.

- (a) $\phi N_n \geq N_{uc}$
- (b) $\phi V_n \geq V_u$
- (c) $\phi M_n \geq M_u$

16.5.4.2 ϕ debe determinarse de acuerdo con 21.2.

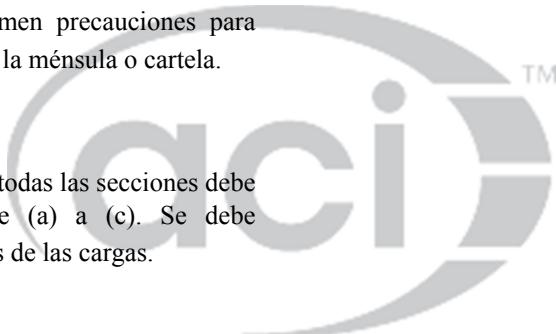
16.5.4.3 La resistencia nominal a tracción N_n proporcionada por A_n debe calcularse mediante

$$N_n = A_n f_y \quad (16.5.4.3)$$

16.5.4.4 La resistencia nominal de cortante V_n proporcionada por A_{vf} debe calcularse de acuerdo con los requisitos para fricción-cortante de 22.9, donde A_{vf} es el área de refuerzo que cruza el plano de cortante supuesto.

16.5.4.5 La resistencia nominal a flexión M_n proporcionada por A_f debe calcularse de acuerdo con las suposiciones de diseño de 22.2.

R16.5.3.4 Debido a que la magnitud de las fuerzas horizontales que actúan en ménsulas y cartelas no puede determinarse con precisión, se requiere que N_{uc} se amplíe utilizando el factor de carga aplicable a carga viva.



REGLAMENTO

COMENTARIO

16.5.5 Límites del refuerzo

16.5.5.1 El área del refuerzo principal de tracción, A_{sc} debe ser al menos la mayor de (a) a (c):

- (a) $A_f + A_n$
- (b) $(2/3) A_{vf} + A_n$
- (c) $0.04(f'_c/f_y)(b_w d)$

16

16.5.5.2 El área total de estribos cerrados o estribos paralelos al refuerzo principal de tracción, A_h , debe ser al menos:

$$A_h = 0.5(A_{sc} - A_n) \quad (16.5.5.2)$$

16.5.6 Detallado del refuerzo

16.5.6.1 El recubrimiento de concreto debe cumplir con 20.6.1.3.

16.5.6.2 El espaciamiento mínimo para el refuerzo corrugado debe cumplir con 25.2.

16.5.6.3 En la cara frontal de una ménsula o cartela, el refuerzo principal de tracción debe anclarse de acuerdo con (a), (b) o (c):

- (a) Mediante soldadura a una barra transversal de por lo menos el mismo diámetro que debe diseñarse para desarrollar f_y en el refuerzo principal de tracción.
- (b) Mediante doblado hacia atrás del refuerzo principal de tracción para formar un anillo horizontal
- (c) Mediante algún otro medio de anclaje que desarrolle f_y

16.5.5 Límites del refuerzo

R16.5.5.1 Los resultados de ensayos (Mattock et al. 1976) indican que la cantidad total de refuerzo principal de tracción, A_{sc} , que debe cruzar la cara del apoyo, debe ser la mayor entre:

- (a) La suma de la cantidad de refuerzo necesario para resistir las demandas por flexión, A_f , más la cantidad de refuerzo necesario para resistir la fuerza axial, A_n , calculada de acuerdo con 16.5.4.3.
- (b) La suma de dos tercios del total del refuerzo requerido para cortante por fricción, A_{vf} , calculada de acuerdo con 16.5.4.4, más la cantidad de refuerzo necesario para resistir fuerza axial, A_n , calculada de acuerdo con 16.5.4.3. El restante $A_{vf}/3$ debe colocarse como estribos cerrados paralelos a A_{sc} como se requiere por 16.5.5.2.
- (c) Una cantidad mínima de refuerzo, multiplicada por la relación entre la resistencia del concreto y la del acero. Esta cantidad se requiere para evitar la posibilidad de una falla súbita, en caso que la ménsula o la cartela se fisure bajo la acción del momento de flexión y la fuerza de tracción dirigida hacia afuera.

R16.5.5.2 Los estribos cerrados paralelos al refuerzo principal de tracción se necesitan para evitar una falla prematura de tracción diagonal de la cartela o ménsula. La distribución de A_h debe estar en acuerdo con 16.5.6.6. La cantidad total de refuerzo requerida para atravesar la cara de apoyo, como se señala en R16.5.1b, es la suma de A_{sc} y A_h .

16.5.6 Detallado del refuerzo

R16.5.6.3 En las ménsulas y cartelas de altura variable (Véase la Fig. R16.5.1a, el esfuerzo último en el refuerzo es casi uniforme y aproximadamente igual a f_y desde la cara del apoyo hasta el punto de carga. Esto se debe a que la componente horizontal del puntal inclinado de concreto en compresión es transferida al refuerzo principal de tracción en la ubicación de la carga vertical. Por lo tanto, el refuerzo debe estar anclado completamente en su extremo exterior (Véase 16.5.6.3) y en la columna de apoyo (Véase 16.5.6.4), de manera que sea capaz de desarrollar su resistencia especificada a la fluencia desde la cara del apoyo hasta el lugar de aplicación de la carga vertical (Véase la Fig. R16.5.6.3(a)). Puede obtenerse un anclaje satisfactorio en el extremo exterior doblando las barras del refuerzo principal de tracción en un anillo horizontal como se especifica en 16.5.6.3(b) o soldando una barra de diámetro igual, o un

REGLAMENTO

COMENTARIO

ángulo de tamaño adecuado a los extremos de las barras del refuerzo principal de tracción. Un detalle de soldadura empleada exitosamente en los ensayos de cartelas, mencionados en Mattock et al. (1976), se muestra en la Fig.R16.5.6.3b. Véase también ACI Committee 408 (1966).

Un gancho en el extremo, en el plano vertical, con el diámetro de doblado mínimo, no resulta por completo efectivo dado que en la esquina existiría una zona de concreto simple bajo el punto de carga para el caso de cargas aplicadas cerca del extremo de la ménsula o cartela. Para ménsulas anchas (perpendicular 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 efectivos en el extremo.

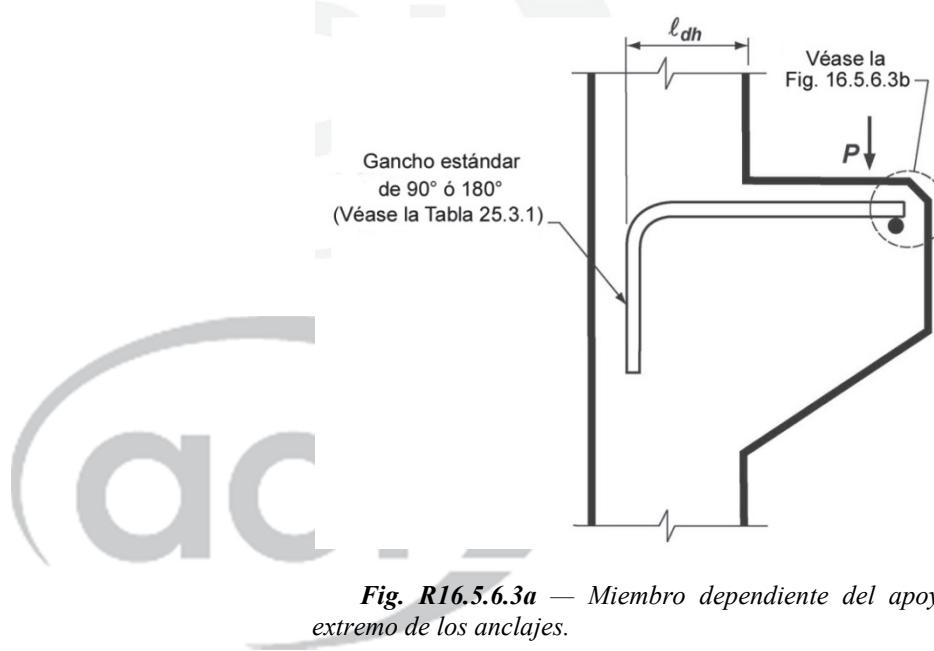


Fig. R16.5.6.3a — Miembro dependiente del apoyo y extremo de los anclajes.

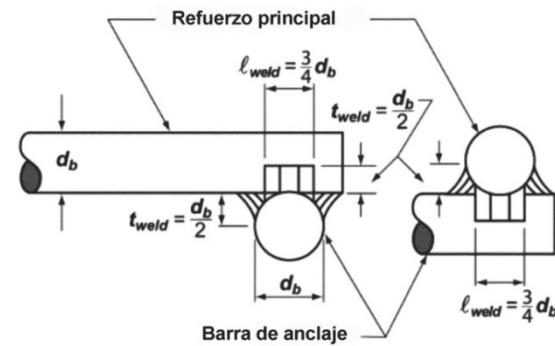


Fig. R16.5.6.3b — Detalles de la soldadura usada en los ensayos de Mattock et al. (1976).

16.5.6.4 El refuerzo principal de tracción debe desarrollarse en la cara de apoyo.

16.5.6.5 El desarrollo del refuerzo de tracción debe considerar que la distribución de esfuerzos en el refuerzo no es directamente proporcional al momento de flexión.

R16.5.6.5 En ménsulas, cartelas y otros miembros de altura variable, el esfuerzo calculado en el acero, f_s , para cargas de servicio en cartelas no disminuye linealmente en proporción a una reducción de momento. Además, se requiere

REGLAMENTO**COMENTARIO**

de una consideración especial para el desarrollo apropiado del refuerzo sometido a flexión.

16.5.6.6 Los estribos cerrados deben espaciarse de tal manera que A_h quede distribuido uniformemente dentro de los $2d/3$ adyacentes al refuerzo principal de tracción.

R16.53.6.6 Véase R16.5.5.2.



REGLAMENTO

CAPÍTULO 17 — ANCLAJE AL CONCRETO

17.1 — Alcance

17.1.1 Este capítulo cubre los requisitos de diseño para anclajes en el concreto, utilizados para transmitir las cargas estructurales por medio de tracción, cortante o combinación de tracción y cortante, entre (a) elementos estructurales conectados o (b) fijaciones y elementos estructurales relacionadas con la seguridad. Los niveles de seguridad especificados están orientados a las condiciones durante la vida útil más que a situaciones durante la construcción o manejo de corta duración.

17.1.2 Este capítulo aplica a anclajes preinstalados antes de la colocación del concreto así como a anclajes postinstalados de expansión (controlados por torque o controlados por desplazamiento), con sobreperforación en su base y adheridos. Los anclajes adheridos deben instalarse en concreto que tenga una edad mínima de 21 días en el momento de la instalación del anclaje. No se incluyen dentro de los requisitos de este capítulo: aditamentos especiales, tornillos pasantes, anclajes múltiples conectados a una sola platina de acero en el extremo embebido de los anclajes, anclajes inyectados con mortero, ni anclajes directos como tornillos o clavos instalados neumáticamente o utilizando pólvora. El refuerzo utilizado como parte del anclaje debe diseñarse de acuerdo con otras partes de este Reglamento.

17.1.3 Se incluyen requisitos de diseño para los siguientes tipos de anclajes:

- (a) Pernos con cabeza y tornillos con cabeza con unas dimensiones que hayan demostrado que se obtiene una resistencia a la extracción por deslizamiento en concreto no fisurado igual o mayor que $1.4N_p$ donde N_p está dado en la ecuación (17.4.3.4).
- (b) Tornillos con gancho con unas dimensiones que hayan demostrado que se obtiene una resistencia a la extracción por deslizamiento sin el beneficio de la fricción en concreto fisurado igual o mayor que $1.4N_p$ donde N_p está dado en la ecuación (17.4.3.5).

COMENTARIO

R17 — ANCLAJE AL CONCRETO

R17.1 — Alcance

R17.1.1 Este capítulo se encuentra restringido en su alcance a los anclajes estructurales que transmiten cargas estructurales relacionadas con la resistencia, estabilidad o seguridad de la vida. Se contemplan dos tipos de aplicaciones. La primera corresponde a conexiones entre elementos estructurales donde la falla de un anclaje o de un grupo de anclajes puede conducir a pérdida de equilibrio o de estabilidad de cualquier parte de la estructura. La segunda, corresponde a fijaciones relacionadas con la seguridad, que no son parte de la estructura (como los sistemas de aspersión, tuberías muy pesadas en suspensión o rieles de barandas), y que se anclan a elementos estructurales. Los niveles de seguridad dados por las combinaciones de los factores de carga y los factores ϕ son adecuados para aplicaciones estructurales. Otras normas pueden exigir niveles de seguridad más rigurosos durante el lapso de manipulación temporal.

R17.1.2 En el Reglamento de 2011 se añadieron requisitos de diseño para anclajes adheridos. Los anclajes adheridos son especialmente sensibles a una serie de factores incluyendo la dirección de instalación y el tipo de carga. Para anclajes adheridos horizontales o inclinados hacia arriba utilizados para resistir cargas permanentes de tracción se incluyen requisitos de ensayo en la sección 17.2.4, y requisitos de diseño y certificación en 17.2.5 y 17.8.2.2 a 17.8.2.4, respectivamente. Los anclajes adheridos calificados según ACI 355.4 se ensayan para dos intervalos diferentes de resistencia a la compresión del concreto: 2500 a 4000 lb./pulg.² y 6500 a 8500 lb./pulg.². En general la resistencia a la adherencia no es muy sensitiva a la resistencia a la compresión del concreto. El desempeño de diseño de anclajes adheridos no puede garantizarse indicando una resistencia mínima a la compresión del concreto en el momento de la instalación en concretos de edad temprana. Por esta razón, se requiere una edad mínima de 21 días del concreto al momento de la instalación del anclaje adherido.

La gran variedad de formas y configuraciones de los aditamentos especiales impide la formulación de ensayos y ecuaciones de diseño generalizadas. Los requisitos del Capítulo 17 no cubren aditamentos especiales.

R17.1.3 Se han ensayado pernos con cabeza y tornillos con cabeza preinstalados con geometrías congruentes con lo indicado en ANSI/ASME B1.1 (2003), B18.2.1 (1996a) y B18.2.6 (1996b) y estos ensayos han comprobado que tienen un comportamiento predecible, de tal manera que las resistencias a la extracción por deslizamiento calculadas sean aceptables.

Los anclajes postinstalados no poseen una resistencia a la extracción por deslizamiento predecible y por lo tanto se requieren ensayos usando los procedimientos de calificación de ACI 355.2 para establecer su resistencia a la extracción por deslizamiento. Para poder utilizar un anclaje postinstalado cumpliendo con los requisitos de este capítulo los resultados de los ensayos según ACI 355.2 deben señalar que la falla de



REGLAMENTO

- (c) Anclajes postinstalados de expansión y con sobreperforación en su base que cumplen con el criterio de evaluación de ACI 355.2, y
- (d) Anclajes adheridos que cumplen con el criterio de evaluación de ACI 355.4.

17.1.4 Las aplicaciones de cargas que correspondan predominantemente a ciclos de fatiga fuertes o cargas de impacto, no están cubiertas por este capítulo.

17.2 — Generalidades

17.2.1 Los anclajes y grupos de anclajes deben diseñarse para los efectos críticos producidos por las cargas mayoradas determinadas por medio de un análisis elástico. Se permite el enfoque del análisis plástico cuando la resistencia nominal está controlada por elementos de acero dúctiles y siempre que se tenga en cuenta la compatibilidad de deformaciones.

17.2.1.1 Los efectos de grupo en los anclajes deben tenerse en cuenta siempre que dos o más anclajes tengan separaciones menores que las separaciones críticas dadas a continuación:

Modo de falla que se estudia	Separación crítica
Arrancamiento de concreto en tracción	$3h_{ef}$
Resistencia de adherencia en tracción	$2c_{Na}$
Arrancamiento de concreto en corte	$3c_{al}$

Solo aquellos anclajes susceptibles al modo de falla en particular que se estudia pueden incluirse en el grupo.

17.2.2 La resistencia de diseño de los anclajes debe ser igual o exceder la mayor resistencia requerida calculada con las combinaciones de cargas de 5.3.

17.2.3 Requisitos de diseño sísmico

17.2.3.1 Los anclajes en estructuras asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico (CDS) C, D, E o F, deben cumplir los requisitos adicionales de 17.2.3.2 a 17.2.3.7.

COMENTARIO

extracción por deslizamiento tiene unas características carga-desplazamiento aceptables o que la falla de extracción por deslizamiento se produce con posterioridad a otro modo de falla. Para anclajes adheridos el esfuerzo característico de adherencia y la bondad de los anclajes para aplicaciones estructurales deben establecerse por medio de ensayos realizados de acuerdo con ACI 355.4.

R17.1.4 La exclusión dentro del alcance de las aplicaciones con cargas que producen predominantemente ciclos de fatiga fuertes o cargas de impacto extremadamente cortas (como ondas de explosión o choque) no implica que se excluyan los efectos sísmicos. En 17.2.3 se presentan los requisitos adicionales para el diseño cuando se incluyen fuerzas sísmicas.

17.2 — Generalidades

R17.2.1 Cuando la resistencia de un grupo de anclajes se encuentra determinada por la rotura del concreto, el comportamiento es frágil y existe una redistribución limitada de las fuerzas entre anclajes altamente solicitados y anclajes menos solicitados. En este caso, se requiere emplear la teoría de elasticidad suponiendo que el aditamento que distribuye las fuerzas hacia los anclajes es suficientemente rígido. Las fuerzas en los anclajes se consideran proporcionales a la carga externa y a su distancia del eje neutro del grupo de anclajes.

Si la resistencia del anclaje es controlada por la fluencia dúctil del acero del anclaje, puede ocurrir una redistribución significativa de las fuerzas de anclaje. En este caso, es conservador utilizar un análisis basado en la teoría de la elasticidad. Cook and Klingner (1992a,b) y Lotze et al. (2001) se discute el análisis no lineal, usando la teoría de plasticidad para determinar la resistencia de un grupo de anclajes dúctiles.

R17.2.3 Requisitos de diseño sísmico —A menos que se aplique 17.2.3.4.1 ó 17.2.3.5.1, todos los anclajes en estructuras asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico (CDS) C, D, E o F deben satisfacer los requisitos adicionales de 17.2.3.1 a 17.2.3.7 independientemente de que las cargas sísmicas hayan sido incluidas en el diseño de la combinación de carga del anclaje. Además, todos los anclajes postinstalados en estructuras asignadas a las CDS C, D, E o F deben cumplir con los requisitos del ACI 355.2 ó ACI 355.4 de precalificación de anclajes para resistir cargas sísmicas. Idealmente, para cargas por tracción, la resistencia del anclaje debe estar regida por la fluencia del elemento de acero dúctil del anclaje. Cuando el anclaje no cumple con los requisitos de ductilidad especificados en 17.2.3.4.3(a), el aditamento debe ser diseñado para fluencia si es de acero estructural o de calibre liviano, o ser diseñado para aplastarse si es de madera. Cuando se cumplen los requisitos de ductilidad de 17.2.3.4.3(a) los aditamentos del anclaje deben ser diseñados

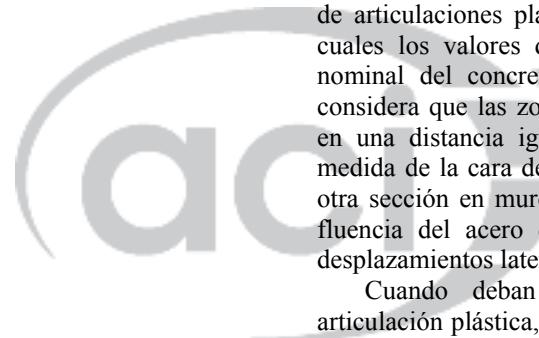
REGLAMENTO

COMENTARIO

para que no fluyan. Al diseñar aditamentos usando mecanismos de fluencia para proporcionar ductilidad adecuada como lo permite 17.2.3.4.3(b) y 17.2.3.5.3(a), debe tenerse en cuenta la relación entre la resistencia a fluencia especificada y la resistencia esperada. El valor utilizado para determinar la resistencia esperada debe considerar tanto la sobre resistencia del material como los efectos de endurecimiento por deformación. Por ejemplo, el material en un elemento de conexión podría fluir y debido a un aumento de su resistencia causado por el endurecimiento por deformación llegar a provocar una falla secundaria del sub-elemento o aumentar las fuerzas o demandas de deformación en los anclajes. Para aditamentos de acero estructural, si solo se conoce la resistencia especificada a la fluencia, la resistencia esperada debe tomarse aproximadamente 1.25 veces la resistencia real a la fluencia.

Bajo condiciones sísmicas, la dirección del cortante puede no ser previsible. Para obtener un diseño seguro, la fuerza total de cortante debe suponerse que actúa en cualquier dirección.

17.2.3.2 Los requisitos de este capítulo no son aplicables al diseño de anclajes en las zonas de articulación plástica de estructuras de concreto sometidas a fuerzas sísmicas.



17.2.3.3 Los anclajes postinstalados deben estar calificados para fuerzas sísmicas de acuerdo con ACI 355.2 ó ACI 355.4. La resistencia a la extracción por deslizamiento N_p y la resistencia del acero en cortante V_{sa} para anclajes de expansión o con sobre perforación en su base deben basarse en los resultados de ensayos de simulación sísmica de ACI 355.2 (ACI 355.2 Simulated Seismic Tests). Para anclajes adheridos, la resistencia del acero a cortante V_{sa} y los esfuerzos característicos de adherencia τ_{unec} y τ_{cr} deben basarse en resultados de ensayos realizados siguiendo los ensayos de simulación sísmica de ACI 355.4 (ACI 355.4 Simulated Seismic Tests).

17.2.3.4 Requisitos para carga a tracción

17.2.3.4.1 Cuando la componente en tracción de las fuerzas sísmicas al nivel de resistencia aplicadas a un anclaje o grupo de

R17.2.3.2 Los requisitos de diseño de este capítulo no aplican en zonas de articulación plástica. El alto nivel de fisuración y descascaramiento que puede ocurrir en las zonas de articulaciones plásticas exceden las condiciones para las cuales los valores de resistencia basados en la resistencia nominal del concreto de este capítulo son adecuados. Se considera que las zonas de articulación plástica se extienden en una distancia igual al doble de la altura del elemento medida de la cara de la columna o viga e incluyen cualquier otra sección en muros, pórticos y losas donde pueda ocurrir fluencia del acero de refuerzo como consecuencia de los desplazamientos laterales.

Cuando deban colocarse anclajes en regiones de articulación plástica, éstos deben detallarse de tal manera que las fuerzas en el anclaje se transfieran directamente al refuerzo de anclaje que se diseña específicamente para llevar las fuerzas del anclaje al cuerpo del miembro lejos de la región del anclaje. No deben emplearse configuraciones que dependan de la resistencia a la tracción del concreto.

R17.2.3.3 Los anclajes que no son adecuados para su uso en concreto fisurado no deben usarse para resistir cargas sísmicas. La calificación de anclajes postinstalados para ser utilizados en concreto fisurado es una parte integral de las calificaciones para resistir fuerzas sísmicas en ACI 355.2 y ACI 355.4. Los valores de diseño obtenidos de los Ensayos de Simulación Sísmica de ACI 355.2 y ACI 355.4 se espera que sean menores que los obtenidos para aplicaciones con fuerzas estáticas.

17.2.3.4 Requisitos para carga a tracción

R17.2.3.4.1 No hay necesidad de aplicar los requisitos de 17.2.3.4.3 cuando las fuerzas sísmicas aplicadas son una

REGLAMENTO

anclajes es menor o igual al 20 por ciento de la fuerza de tracción mayorada total del anclaje asociada con la misma combinación de carga, el anclaje o grupo de anclajes pueden diseñarse para que cumplan con 17.4 y con los requisitos de resistencia a la tracción de 17.3.1.1.

17.2.3.4.2 Cuando la componente en tracción de las fuerzas sísmicas al nivel de resistencia aplicadas a anclajes excede el 20 por ciento de la fuerza de tracción mayorada total del anclaje asociada con la misma combinación de carga, los anclajes y sus aditamentos deben diseñarse de acuerdo con 17.2.3.4.3. La resistencia de diseño a la tracción del anclaje debe determinarse de acuerdo con 17.2.3.4.4.

17.2.3.4.3 Los anclajes y sus fijaciones deben cumplir con una de las opciones (a) hasta (d) siguientes:

(a) Para anclajes individuales, la resistencia dominada por el concreto debe ser mayor que la resistencia del acero del anclaje. Para grupos de anclajes, la relación de la carga en tracción del anclaje sometido a los esfuerzos más altos a la resistencia del acero de ese mismo anclaje debe ser mayor o igual que la relación de la carga de tracción de los anclajes sometidos a tracción a la resistencia gobernada por la resistencia del concreto de esos mismos anclajes. En cada caso:

- i. La resistencia del acero debe tomarse como 1.2 veces la resistencia nominal del acero del anclaje.
- ii. La resistencia dominada por el concreto debe tomarse como la resistencia nominal teniendo en cuenta deslizamiento del anclaje, desprendimiento lateral del concreto y adherencia, según sea aplicable. Para la resistencia a la extracción por deslizamiento de grupos de anclajes, la relación debe calcularse utilizando el anclaje sometido a los mayores esfuerzos.

Además, debe cumplirse con lo siguiente:

- iii. Los anclajes deben transmitir las cargas de tracción a través de un elemento dúctil de acero con una longitud de estirado de al menos ocho diámetros de anclaje a menos que se determine algo diferente por medio de análisis.

- iv. Donde los anclajes puedan verse sometidos a reveresiones de carga, los anclajes se deben proteger para que no fallen por pandeo.

- v. Cuando las conexiones sean roscadas y los elementos dúctiles de acero no sean roscados en toda su longitud, la relación f_{uta}/f_{ya} no debe ser menor de 1.3 a menos que las porciones roscadas se aplaten. La porción aplana no debe incluirse dentro de la longitud de estirado.

- vi. Las barras de refuerzo corrugadas utilizadas como elementos dúctiles de acero para resistir efectos sísmicos

COMENTARIO

porción pequeña de la fuerza mayorada total de tracción.

R17.2.3.4.2 Si el acero del elemento dúctil es ASTM A36 ó ASTM A307, el valor de f_{uta}/f_{ya} típico es del orden de 1.5 y el anclaje puede alargarse apreciablemente antes que haya ruptura del roscado. Para otros aceros, pueden necesitarse cálculos para garantizar que ocurra un comportamiento similar. En R17.4.1.2 se da información adicional acerca de las propiedades del acero de anclajes. Los requisitos para extremos aplanados de la parte roscada, donde la parte final del roscado de la barra se agranda para compensar la reducción de área asociada con el roscado, aseguran que la fluencia ocurra en la longitud de estirado sin importar la relación de resistencia a la fluencia a resistencia última del anclaje.

R17.2.3.4.3 Se dan cuatro alternativas para determinar la resistencia del anclaje o del aditamento para evitar una falla a tracción no dúctil.

En la opción (a) se imponen requisitos de ductilidad al anclaje y la resistencia requerida del anclaje es aquella que se determina utilizando fuerzas sísmicas al nivel de resistencia. Investigaciones (Hoehler and Eligehausen 2008; Vintzileou and Eligehausen 1992) han demostrado que si el acero del anclaje fluye antes que el concreto falle, no se necesita reducir la resistencia del anclaje para fuerzas sísmicas. Los anclajes de acero dúctil deben cumplir con la definición de elementos dúctiles de acero del Capítulo 2. Para facilitar la comparación entre la resistencia del acero, determinada con base en el anclaje con los mayores esfuerzos, y la resistencia del concreto determinada con base en el comportamiento del grupo; el diseño se realiza utilizando la relación entre la carga aplicada y la resistencia del concreto y del acero, respectivamente.

En algunas estructuras, los anclajes proveen la mejor localización para lograr disipación de energía en el rango inelástico de respuesta. La longitud de estirado del anclaje afecta la capacidad de desplazamiento lateral de la estructura y, por lo tanto, esta longitud debe ser suficiente para que el desplazamiento asociado con el sismo de diseño pueda lograrse (FEMA P750-10). Después de la ocurrencia de sismos se ha observado que la recomendación de ocho diámetros de anclaje como longitud de estirado lleva a un desempeño estructural adecuado. La rigidez relativa de los elementos conectados debe tenerse en cuenta al calcular la longitud de estirado. Cuando un anclaje se somete a reveresiones de carga y su longitud de fluencia por fuera del concreto excede seis diámetros de anclaje, puede ocurrir pandeo del anclaje en compresión. El pandeo se puede restringir colocando el anclaje dentro de un tubo. No obstante, debe tenerse cuidado que el tubo no ayude a resistir la fuerza de tracción que se supone actúa en el anclaje únicamente. Para tornillos de anclaje sin roscado en toda su longitud, es importante garantizar que la fluencia ocurra en la zona no roscada de la longitud de estirado, antes que se presente la

REGLAMENTO

deben limitarse a aquellas que sean de acero ASTM A615 Grados 40 y 60, siempre y cuando cumplan los requisitos de 20.2.2.5(b), o ASTM A706 Grado 60.

(b) El anclaje o grupo de anclajes deben diseñarse para la máxima tracción que pueda ser transmitida al anclaje o grupo de anclajes cuando se desarrolla un mecanismo dúctil de fluencia en el aditamento ya sea en flexión, corte o aplastamiento, o en una combinación de estas condiciones, y considerando tanto la sobrerresistencia y los efectos de endurecimiento por deformación del aditamento. La resistencia de diseño a tracción del anclaje debe calcularse siguiendo 17.2.3.4.4.

(c) El anclaje o grupo de anclajes debe diseñarse para la máxima tracción que pueda ser transmitida a los anclajes por un aditamento que no fluya. La resistencia de diseño a tracción del anclaje debe calcularse siguiendo 17.2.3.4.4.

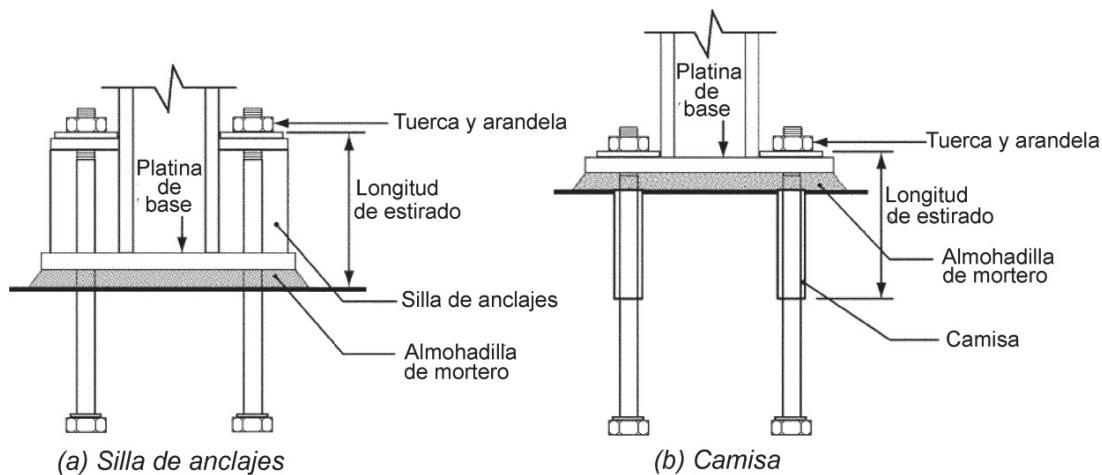
(d) El anclaje o grupo de anclajes debe diseñarse para la máxima tracción obtenida de las combinaciones de carga de diseño que incluyen E , con E incrementado por Ω_0 . La resistencia de diseño a tracción del anclaje debe cumplir con los requisitos de 17.2.3.4.4.

COMENTARIO

falla del roscado. Esto se logra disponiendo un margen suficiente entre la resistencia especificada a la fluencia y la resistencia última del tornillo. Debe tenerse en cuenta que la longitud de estirado disponible puede ser influida adversamente por las prácticas de construcción (por ejemplo, la adición de tuercas de nivelación en los ejemplos mostrados en la Fig. R17.2.3.4.3).

En la opción (b), el anclaje se diseña para la fuerza de tracción asociada con la resistencia esperada del metal o materiales similares del aditamento. Para la opción (b), como se discute en R17.2.3, en el diseño debe tenerse cuidado de considerar las consecuencias de posibles diferencias entre la resistencia a la fluencia especificada y la resistencia esperada del anclaje. Un ejemplo son los requisitos de 18.5.2.2 para el diseño de conexiones en muros prefabricados intermedios donde una conexión que no se diseña para que fluya debe desarrollar al menos $1.5S_y$ donde S_y es la resistencia nominal del elemento a la fluencia, calculada con base en la resistencia a la fluencia especificada. De igual forma, los manuales de diseño de estructuras de acero indican que las conexiones de acero estructural que se designan como que no fluyen y son parte de la trayectoria de fuerzas sísmicas deben diseñarse para un múltiplo de la resistencia nominal. Ese múltiplo depende de un factor que relaciona la resistencia especificada a la fluencia y la resistencia real a la fluencia, con un factor adicional mayor que la unidad para tener en cuenta el endurecimiento por deformación del material. Para aditamentos de acero trabajado en frío o madera, aplican principios similares al determinar la resistencia esperada del aditamento para calcular la resistencia requerida del anclaje.

En la edición de 2009 del documento NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures (FEMA P750-10), se dan guías adicionales para el uso de las opciones (a) hasta (d). El diseño de anclajes bajo la opción (a) debe utilizarse únicamente cuando el comportamiento bajo fluencia del anclaje está bien definido y donde la interacción del anclaje que fluye con otros elementos en la trayectoria de cargas ha sido adecuadamente estudiada. Para el diseño de anclajes utilizando la opción (b), las fuerzas asociadas con la fluencia del aditamento de acero, como puede ser un ángulo, platina de base o anclaje al alma, debe ser la resistencia esperada en vez de la resistencia especificada a la fluencia del acero. La opción (c) aplica a una variedad de casos especiales, como es el diseño de anclajes de base donde el aplastamiento de la madera limita las fuerzas que puedan transferirse al tornillo, o donde los requisitos del American National Standards Institute (ANSI)/American Institute of Steel Construction (AISC) en Code Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 341) especifican cargas basadas en la resistencia de los miembros.

REGLAMENTO**COMENTARIO***Fig. R17.2.3.4.3 — Ilustración de la longitud de estirado*

17.2.3.4.4 La resistencia de diseño a tracción del anclaje para resistir fuerzas sísmicas debe determinarse con base en las consideraciones (a) hasta (e) para los modos de falla presentados en la Tabla 17.3.1.1 suponiendo que el concreto está fisurado, a menos que pueda demostrarse que el concreto permanece sin fisurarse:

- (a) ϕN_{sa} para un anclaje individual, o para el anclaje individual sometido a los esfuerzos mayores dentro de un grupo de anclajes.
- (b) $0.75\phi N_{cb}$ ó $0.75\phi N_{cbg}$, excepto que no hay necesidad de calcular N_{cb} o N_{cbg} cuando se coloca refuerzo de anclaje que cumple con 17.4.2.9.
- (c) $0.75\phi N_{pn}$ para un anclaje individual, o para el anclaje individual sometido a los esfuerzos mayores dentro de un grupo de anclajes.
- (d) $0.75\phi N_{sb}$ ó $0.75\phi N_{sbg}$
- (e) $0.75\phi N_a$ ó $0.75\phi N_{ag}$

donde ϕ cumple con lo requerido en 17.3.3.

17.2.3.4.5 Cuando se coloca refuerzo de anclaje de acuerdo con 17.4.2.9, no se requiere reducir la resistencia de diseño a tracción por debajo de lo especificado en 17.4.2.9.

17.2.3.5 Requisitos para fuerza cortante

R17.2.3.4.4 Las resistencias de anclaje nominales a tracción reducidas asociadas con modos de falla del concreto tienen como objeto tener en cuenta aumentos en la fisuración y descascaramiento en el concreto debidos a las acciones sísmicas. Debido a que el diseño sísmico generalmente supone que todas las porciones de la estructura están sometidas a cargas mayores que las de fluencia, es posible que el concreto esté fisurado totalmente para efectos de determinar la resistencia del anclaje. En lugares donde se puede demostrar que el concreto no se ha fisurado, puede suponerse concreto no fisurado para efectos de determinar la resistencia del anclaje dominada por modos de falla del concreto.

R17.2.3.4.5 Cuando se usa el refuerzo de anclaje definido en 17.4.2.9 y 17.5.2.9, con las propiedades definidas en 20.2.2.5, es poco probable que se presente separación del substrato del prisma de falla por arrancamiento del concreto, siempre y cuando el refuerzo de anclaje se diseñe para una carga mayor que la resistencia al arrancamiento del concreto.

R17.2.3.5 Requisitos para fuerza cortante — Cuando la componente de cortante de las fuerzas sísmicas aplicadas al anclaje excede el 20 por ciento de la fuerza cortante total del anclaje, se dan tres opciones para determinar la resistencia a cortante requerida para proteger el anclaje o grupo de anclajes contra una falla prematura a cortante. La opción (a) de 17.2.3.4.3 no puede utilizarse para cortante debido a que la sección del elemento de acero del anclaje no se puede configurar de manera que el acero falle en corte con algún grado de ductilidad.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

El diseño del anclaje o grupo de anclajes para una resistencia asociada con un mecanismo que limite la fuerza bajo la opción (b), como puede ser la resistencia al aplastamiento en huecos en el aditamento de acero, o la combinación de resistencia al aplastamiento y esfuerzos de contacto para elementos de madera, tiene mucho sentido. Ensayos de conexiones típicas de tornillos de anclaje para paredes de cortante de madera (Fennel et al. 2009) mostraron que componentes de madera anclados al concreto con distancias al borde mínimas mostraron comportamiento dúctil. La “fluencia” de la madera por aplastamiento fue el primer estado limitante y resultó en deslizamiento de los clavos por cortante. El deslizamiento de los clavos combinado con doblado de los tornillos suministró la ductilidad y tenacidad requeridas para las paredes de cortante y limitaron las cargas que actuaron en los tornillos. Los procedimientos para definir estados límites de aplastamiento y cortante para conexiones a elementos de acero formado en frío se describen en AISI S100-07 y se presentan ejemplos de cálculo de la resistencia en el manual de AISI (AISI D100-08). En estos casos, debe considerarse si al exceder la resistencia al aplastamiento se pueda llegar a un desprendimiento y una condición inaceptable de pérdida de conectividad. Cuando los anclajes están localizados lejos de los bordes puede ser imposible hacer el diseño de tal manera que el refuerzo de anclaje controle la resistencia del anclaje. En estos casos los anclajes se deben diseñar con sobrerresistencia de acuerdo con la opción (c).

17.2.3.5.1 Cuando la componente de cortante de las fuerzas sísmicas al nivel de resistencia, aplicada al anclaje o grupo de anclajes es igual o menor que el 20 por ciento de la fuerza cortante mayorada total del anclaje asociada con la misma combinación de carga, se permite diseñar el anclaje o grupo de anclajes de acuerdo con 17.5 y los requisitos de resistencia al cortante de 17.3.1.1.

17.2.3.5.2 Cuando la componente de cortante de las fuerzas sísmicas al nivel de resistencia aplicadas a anclajes excede el 20 por ciento de la fuerza cortante mayorada total del anclaje asociada con la misma combinación de carga, los anclajes y sus fijaciones deben diseñarse de acuerdo con 17.2.3.5.3. La resistencia a cortante de diseño del anclaje para resistir fuerzas sísmicas debe determinarse de acuerdo con 17.5.

17.2.3.5.3 Los anclajes y sus fijaciones deben diseñarse utilizando una de las opciones (a) hasta (c) siguientes:

(a) El anclaje o grupo de anclajes debe diseñarse para la máxima fuerza cortante que pueda transmitirse al anclaje o grupo de anclajes con base en que se desarrolla un mecanismo dúctil de fluencia en el aditamento ya sea en flexión, corte o aplastamiento, o en una combinación de estas condiciones, y considerando tanto la sobrerresistencia del material y los efectos de endurecimiento por deformación en el aditamento.

(b) El anclaje o grupo de anclajes debe diseñarse para el máximo cortante que pueda ser transmitido a los anclajes por un aditamento que no fluya.

R17.2.3.5.1 No hay necesidad de cumplir con los requisitos de 17.2.3.5.3 cuando las fuerzas sísmicas aplicadas son una pequeña fracción de la fuerza mayorada de cortante total.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

(c) El anclaje o grupo de anclajes debe diseñarse para el máximo cortante obtenido de la combinaciones de carga de diseño que incluyen E , con E incrementado por Ω_0 . La resistencia de diseño a cortante del anclaje debe cumplir con los requisitos de 17.3.1.1.

17.2.3.5.4 Cuando se coloca refuerzo de anclaje de acuerdo con 17.5.2.9, no se requiere reducir la resistencia de diseño a tracción por debajo de lo especificado en 17.5.2.9.

17.2.3.6 Los anclajes individuales o grupos de anclajes que puedan verse sometidos a fuerzas de tracción y cortante deben diseñarse de tal manera que cumplan los requisitos de 17.6, con la resistencia a tracción del anclaje determinada de acuerdo con 17.2.3.4.4.

17.2.3.7 El refuerzo de anclaje utilizado en estructuras asignadas a las CDS C, D, E o F debe consistir en refuerzo corrugado ya sea tipo ASTM A615 Grados 40 y 60, que cumpla con los requisitos de 20.2.2.5 (b) (i) y (ii) o ASTM A706 Grado 60.

17.2.4 Los anclajes adheridos instalados horizontalmente o inclinados hacia arriba deben cumplir con lo indicado en ACI 355.4 respecto a la sensibilidad a la dirección de instalación.

17.2.5 Los anclajes adheridos sometidos a cargas de tracción permanente deben cumplir con 17.3.1.2. Para grupos de anclajes adheridos, el anclaje individual que resista la mayor carga de tracción permanente debe cumplir con la ecuación (17.3.1.2). La certificación del instalador y los requisitos de inspección para anclajes horizontales o inclinados hacia arriba sometidos a cargas de tracción permanente deben cumplir 17.8.2.2 a 17.8.2.4.

R17.2.4 ACI 355.4 incluye ensayos opcionales para confirmar si los anclajes adheridos horizontales o con una inclinación hacia arriba son adecuados.

R17.2.5 Para anclajes adheridos sometidos a cargas permanentes de tracción, se requiere un cálculo adicional para la porción permanente de la carga mayorada con una resistencia a la adherencia reducida con el fin tener en cuenta una posible disminución de la resistencia a la adherencia debida a la carga permanente. La resistencia de anclajes adheridos a cargas de tracción permanentes depende particularmente de una correcta instalación, incluyendo la limpieza de la perforación, medición y mezclado del adhesivo y la prevención de vacíos en la línea de adherencia (espacio libre anular). Adicionalmente, debe tenerse cuidado en la selección del adhesivo correcto y la resistencia a la adherencia para las condiciones esperadas en el sitio tales como condición del concreto en el momento de la instalación (seco o saturado, frío o caliente), el método de taladrado (taladro rotatorio de impacto, taladro para roca, taladro de núcleos) y las variaciones de temperatura del concreto en servicio. Los requisitos de certificación del instalador y los de inspección, asociados con el uso de anclajes adheridos en instalaciones horizontales o inclinadas hacia arriba y que resistan cargas permanentes de tracción se presentan en 17.8.2.2 a 17.8.2.4.

Los anclajes adheridos son particularmente sensibles a la dirección de instalación y el tipo de cargas. Los anclajes adheridos instalados hacia arriba y que resisten cargas permanentes de tracción son fuente de preocupación, pues aplicaciones previas de este tipo han conducido a fallas. Otro tipo de anclajes puede ser más apropiado para estos casos. Cuando se utilizan anclajes adheridos instalados hacia arriba y sometidos a cargas permanentes de tracción, es esencial que se cumplan los requisitos de ensayo de ACI 355.4 respecto a sensibilidad a la dirección de instalación, empleo de instaladores certificados y la obligatoriedad de inspección especial.

REGLAMENTO

17.2.6 El factor de modificación λ_a para concreto de peso liviano en debe ser:

Anclajes preinstalados o con sobreperforación en su base para falla en el concreto	1.0λ
Anclajes de expansión o anclajes adheridos para falla en el concreto	0.8λ
Anclajes adheridos cuando fallan por adherencia de acuerdo con la ecuación (17.4.5.2)	0.6λ

con λ determinado de acuerdo con 19.2.4. Se permite el uso de un valor alterno de λ_a cuando se soporte por medio de ensayos realizados y evaluados de acuerdo con ACI 355.2 ó ACI 355.4.

17.2.7 Los valores de f'_c usados para los cálculos en este capítulo, no deben exceder 10,000 lb./pulg.² para anclajes preinstalados y 8000 lb./pulg.² para anclajes postinstalados. Se requieren ensayos para los anclajes postinstalados cuando se emplean en concreto con f'_c mayor a 8000 lb./pulg.².

COMENTARIO

R17.2.6 El número de ensayos disponibles para establecer la resistencia de anclajes colocados en concreto liviano es limitado. Los ensayos de anclajes preinstalados en concreto liviano indican que el factor actual de reducción λ refleja adecuadamente la influencia del concreto liviano (Shaikh and Yi 1985; Anderson and Meinheit 2005). La información de los fabricantes de anclajes desarrollada para informes de evaluación en anclajes postinstalados de expansión y en anclajes adheridos indica que se necesita un valor de λ reducido para obtener un factor de seguridad adecuado para las respectivas resistencias de diseño. ACI 355.2 y ACI 355.4 presentan procedimientos por medio de los cuales un valor específico de λ_a puede usarse con base en resultados de ensayos, suponiendo que el concreto liviano sea similar al material de referencia del ensayo.

R17.2.7 Un número limitado de ensayos de anclajes preinstalados y postinstalados en concreto de alta resistencia (Primavera et al. 1997) indican que los procedimientos de diseño contenidos en este capítulo no son conservadores, en especial para los anclajes preinstalados, en concretos con resistencia a la compresión en el rango de 11,000 a 12,000 lb./pulg.². Hasta no contar con ensayos adicionales, se ha fijado un límite superior a f'_c de 10,000 lb./pulg.² para el diseño de anclajes preinstalados. Esta limitación es consistente con 22.5.3 y 25.4.1.4. ACI 355.2 y ACI 355.4 no exigen ensayos para los anclajes postinstalados en concreto con f'_c mayor a 8000 lb./pulg.². Algunos anclajes postinstalados de expansión pueden tener dificultad para expandirse en concretos de resistencia muy alta y la resistencia de adherencia en anclajes adheridos puede verse afectada adversamente por concreto de muy alta resistencia. Por esto, f'_c se ha limitado a 8000 lb./pulg.² en el diseño de anclajes postinstalados, a menos que se realicen los ensayos correspondientes.

17.3 — Requisitos generales para la resistencia de los anclajes

17.3.1 La resistencia de diseño de anclajes debe basarse en cálculos que empleen modelos de diseño que satisfagan los requisitos de 17.3.2, o bien con base en resultados de ensayos, utilizando un percentil del 5 por ciento de los resultados de ensayos representativos para lo siguiente:

- (a) Resistencia a tracción del acero del anclaje (17.4.1).
- (b) Resistencia al arrancamiento del concreto de anclajes en tracción (17.4.2).
- (c) Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción de anclajes preinstalados, postinstalados de expansión o con sobreperforación en su base (17.4.3).
- (d) Resistencia al desprendimiento lateral del concreto por tracción de anclajes con cabeza (17.4.4).
- (e) Resistencia a la adherencia en tracción de anclajes adheridos (17.4.5),
- (f) Resistencia del acero del anclaje en cortante (17.5.1),
- (g) Resistencia del anclaje en cortante al arrancamiento del concreto (17.5.2)

R17.3 — Requisitos generales para la resistencia de los anclajes

R17.3.1 En esta sección se dan los requisitos para determinar la resistencia de anclajes en concreto. Los diversos modos de fallas del acero y del concreto para los anclajes se pueden apreciar en las Figuras R17.3.1(a) y R17.3.1(b). En *Design of Fastenings in Concrete* (1997); Fuchs et al. (1995); Eligehausen and Balogh (1995); y Cook et al. (1998), se presentan amplias discusiones sobre las modalidades de falla de los anclajes. Los modos de falla en tracción relacionados con la capacidad del concreto incluyen resistencia al arrancamiento del concreto en 17.4.2 (aplicable a todos los tipos de anclajes), resistencia a la extracción por deslizamiento en 17.4.3 (aplicable a anclajes preinstalados y a anclajes postinstalados expansivos y con sobreperforación en la base), resistencia al desprendimiento lateral en 17.4.4 (aplicable a anclajes con cabeza) y fallas de adherencia en 17.4.5 (aplicable a anclajes adheridos). Los modos de falla por cortante relacionados con la capacidad del concreto incluyen fallas de arrancamiento del concreto y fallas de desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje en



REGLAMENTO

(h) Resistencia del anclaje en cortante al desprendimiento del concreto por cabeceo (17.5.3).

Además, los anclajes deben cumplir las distancias al borde, espaciamiento y espesor requeridos para evitar las fallas por hendimiento, como lo exige 17.7.

17.3.1.1 El diseño de anclajes debe hacerse de acuerdo con la Tabla 17.3.1.1. Además, el diseño de los anclajes debe cumplir con 17.2.3 para cargas sísmicas y con 17.3.1.2 para anclajes adheridos sometidos a cargas de tracción permanente.

Tabla 17.3.1.1 — Resistencia requerida para los anclajes, excepto lo indicado en 17.2.3

Modo de falla	Un anclaje	Grupos de anclajes ⁽¹⁾	
		Anclaje individual en un grupo	Anclajes como grupo
Resistencia del acero en tracción (17.4.1)	$\phi N_{sa} \geq N_{ua}$	$\phi N_{sa} \geq N_{ua,i}$	
Resistencia al arrancamiento del concreto en tracción (17.4.2)	$\phi N_{cb} \geq N_{ua}$		$\phi N_{cbg} \geq N_{ua,g}$
Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción (17.4.3)	$\phi N_{pn} \geq N_{ua}$	$\phi N_{pn} \geq N_{ua,i}$	
Resistencia al desprendimiento lateral del concreto en tracción (17.4.4)	$\phi N_{sb} \geq N_{ua}$		$\phi N_{sbg} \geq N_{ua,g}$
Resistencia de adherencia de anclaje adherido en tracción (17.4.5)	$\phi N_a \geq N_{ua}$		$\phi N_{ag} \geq N_{ua,g}$
Resistencia del acero en cortante (17.5.1)	$\phi V_{sa} \geq V_{ua}$	$\phi V_{sa} \geq V_{ua,i}$	
Resistencia al arrancamiento del concreto por cortante (17.5.2)	$\phi V_{cb} \geq V_{ua}$		$\phi V_{cbg} \geq V_{ua,g}$
Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje por cortante (17.5.3)	$\phi V_{cp} \geq V_{ua}$		$\phi V_{cpg} \geq V_{ua,g}$

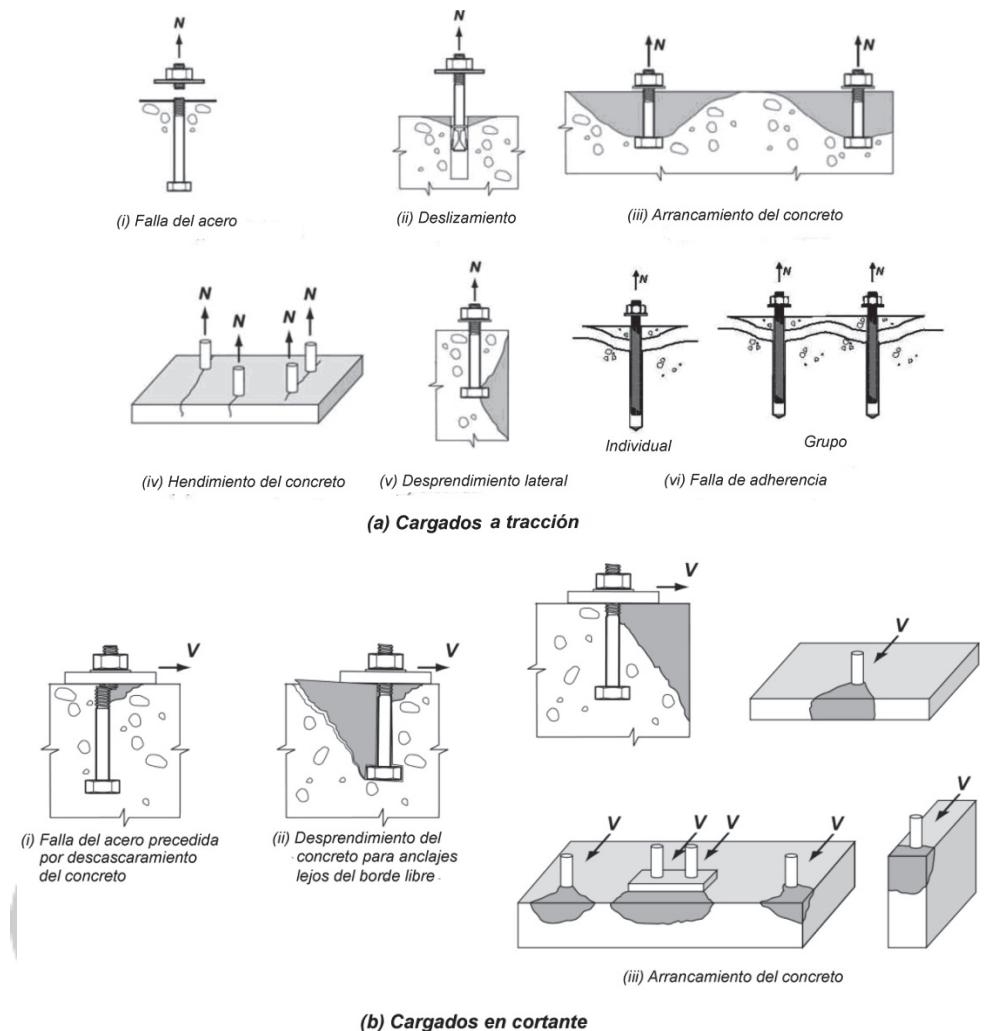
(1) Las resistencias requeridas para los modos de falla dominados por el acero y para deslizamiento en tracción deben calcularse para el anclaje más esforzado en el grupo.

COMENTARIO

17.5.2 y 17.5.3, respectivamente (aplicables a todos los tipos de anclaje). Cualquier modelo que cumpla con los requisitos de 17.3.1.3 y 17.3.2 puede utilizarse para determinar las resistencias relacionadas con el concreto. Adicionalmente, las resistencias del anclaje a tracción y cortante están limitadas por el mínimo espaciamiento y las distancias al borde en 17.7, como un prerrequisito para evitar el hendimiento. El diseño de anclajes postinstalados reconoce que la resistencia de los anclajes es sensible a una instalación adecuada; los requisitos de instalación se incluyen en 17.8. Algunos anclajes postinstalados son menos sensibles a errores de instalación y a las tolerancias. Esto queda reflejado en los diferentes factores ϕ , dados en 17.3.3, basados en los criterios de evaluación del ACI 355.2 y ACI 355.4.

Los procedimientos de ensayo también pueden usarse para determinar la resistencia al arrancamiento del concreto de un solo anclaje por tracción y por cortante. Sin embargo, los resultados de los ensayos deben ser evaluados sobre una base estadísticamente equivalente a la usada para seleccionar los valores para el método de arrancamiento del concreto que se considera satisfacen las disposiciones de 17.3.2. La resistencia básica no puede tomarse mayor a la correspondiente a un percentil del 5 por ciento. El número de ensayos debe ser suficiente para que tenga validez estadística y debe considerarse en la determinación del percentil del 5 por ciento.

Bajo combinación de tracción y flexión, los anclajes individuales en un grupo están sometidos a fuerzas de tracción de diferente magnitud. De igual forma, bajo cortante y torsión combinadas los anclajes individuales en un grupo están sometidos a fuerzas cortantes de diferente magnitud. La Tabla 17.3.1.1 incluye requisitos para el diseño de anclajes solos y anclajes individuales en un grupo para evitar la ocurrencia de cualquier modo de falla potencial. Para los modos de falla del acero y extracción por deslizamiento, el anclaje sometido a los mayores esfuerzos del grupo debe verificarse para asegurar que tenga resistencia adecuada para resistir la carga requerida, mientras que para arrancamiento del concreto se debe verificar el grupo completo. El análisis elástico y el análisis plástico de anclajes dúctiles, como se describen en 17.2.1, pueden ser usados para determinar las cargas llevadas por cada anclaje.

REGLAMENTO**COMENTARIO****Fig. R17.3.1 — Modos de falla de anclajes**

17.3.1.2 Para el diseño de anclajes adheridos para resistir cargas de tracción permanentes, además de 17.3.1.1, se debe cumplir:

$$0.55\phi N_{ba} \geq N_{ua,s} \quad (17.3.1.2)$$

donde N_{ba} se determina de acuerdo con 17.4.5.2.

17.3.1.3 Cuando se encuentran presentes tanto N_{ua} como V_{ua} , se deben considerar los efectos de interacción utilizando una expresión de interacción que resulte en un cálculo de la resistencia que esté substancialmente de acuerdo con los resultados de ensayos representativos. Puede considerarse que este requisito se cumple con 17.6.

17.3.2 La resistencia nominal para cualquier anclaje o grupo de anclajes debe basarse en los modelos de diseño que resulten

R17.3.1.2 El factor de 0.55 utilizado para los cálculos adicionales para cargas permanentes está correlacionado con los requisitos para ensayos de ACI 355.4 y provee un comportamiento satisfactorio de anclajes adheridos bajo cargas de tracción permanente cuando se utilizan de acuerdo con ACI 355.4. La evaluación de productos de acuerdo con ACI 355.4 está basada en que la carga permanente de tracción estará presente por un mínimo de 50 años a una temperatura estándar de 70°F y un mínimo de 10 años a una temperatura de 110°F. Para vidas útiles de más años (por ejemplo, mayor que 50 años) o temperaturas más altas, deben considerarse factores más bajos.

R17.3.1.3 y R17.3.2 En 17.3.1.3 y 17.3.2 se establecen los factores de desempeño por medio de los cuales se requiere verificar los modelos de diseño de los anclajes. Existen muchas formas posibles de diseñar y el usuario puede “diseñar con base en ensayos” usando 17.3.2, siempre que cuente con suficiente información para verificar el modelo.

El método de diseño para arrancamiento del concreto incluido como “considerado que cumple” con 17.3.2 fue desarrollado con base en el Método de Diseño de Capacidad del Concreto (DCC) (Fuchs et al. 1995; Elげhausen y Balogh

REGLAMENTO

en predicciones de resistencia que concuerden sustancialmente con los resultados de ensayos de amplio alcance. Los materiales empleados en los ensayos deben ser compatibles con los materiales usados en la estructura. La resistencia nominal debe basarse en el percentil de 5 por ciento de la resistencia básica individual del anclaje. Para resistencias nominales relacionadas con la resistencia del concreto, deben considerarse las modificaciones debido a efectos del tamaño, el número de anclajes, los efectos del espaciamiento reducido de los anclajes, proximidad a los bordes, espesor del elemento de concreto, solicitudes excéntricas de grupos de anclajes y la presencia o ausencia de fisuración. Los límites para las distancias a los bordes y espaciamiento entre los anclajes establecidos en los modelos de diseño deben ser congruentes con los utilizados en los ensayos que se utilicen para verificar el modelo.

COMENTARIO

1995) que a su vez es una adaptación del Método Kappa (Eligehausen et al. 2006a; Eligehausen and Fuchs 1988) y se considera que es preciso, relativamente fácil de utilizar y además aplicable en disposiciones irregulares de los anclajes. El método DCC predice la resistencia de un anclaje o grupo de anclajes utilizando una ecuación básica para tracción o para cortante en anclajes individuales en concreto fisurado, que se multiplica por factores que tienen en cuenta el número de anclajes, la distancia al borde, el espaciamiento, excentricidad y ausencia de fisuración. Investigaciones experimentales y teóricas han demostrado la aplicabilidad del Método DCC también a anclajes adheridos (Eligehausen et al. 2006a).

El cálculo de la resistencia al arrancamiento se basa en un modelo basado en el Método Kapa. Es consistente con un ángulo del prisma de arrancamiento de aproximadamente 35 grados (Fig. R17.3.2a y b).

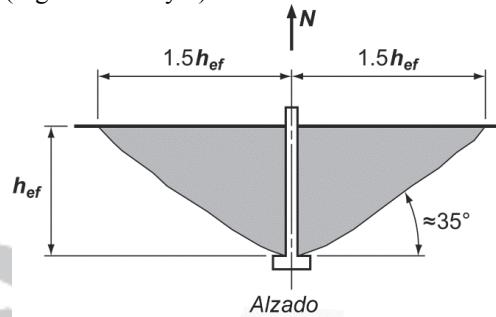


Fig. R17.3.2a — Cono de arrancamiento por tracción

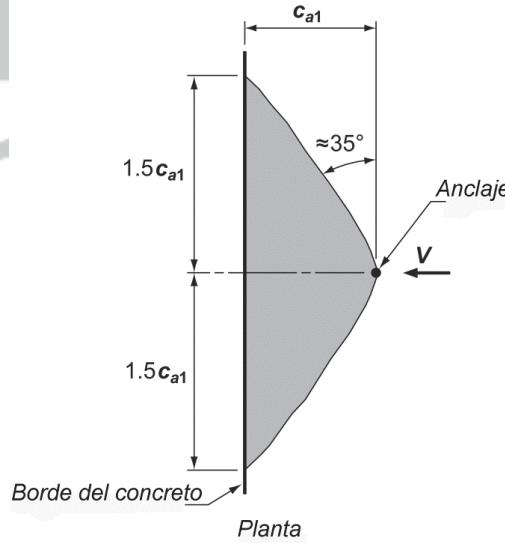


Fig. R17.3.2b — Cono de arrancamiento por cortante

17.3.2.1 En los modelos de diseño usados para cumplir con 17.3.2, se puede incluir el efecto del refuerzo colocado para restringir el arrancamiento del concreto. Donde se coloca refuerzo del anclaje, según 17.4.2.9 y 17.5.2.9, no se requieren cálculos para la resistencia al arrancamiento del concreto, según 17.4.2 y 17.5.2.

R17.3.2.1 Agregar refuerzo adicional en la dirección de la carga, puede aumentar enormemente la capacidad de resistencia y deformación de las conexiones con anclajes. Ese incremento es conveniente para los anclajes preinstalados como los usados en elementos prefabricados.

En las referencias CEB (1997, 1994), Klingner et al. (1982), ACI 349, and Eligehausen et al. (2006b) se proporciona información sobre el efecto del refuerzo en el comportamiento de los anclajes. El efecto del refuerzo no se

REGLAMENTO

17.3.2.2 Para anclajes con diámetros que no excedan 4 pulg., las exigencias para prevenir el arrancamiento del concreto se deben considerar satisfechas si se cumple con los procedimientos de diseño de 17.4.2 y 17.5.2.



17.3.2.3 Para anclajes adheridos con profundidades de embebido $4d_a \leq h_{ef} \leq 20d_a$, los requisitos de resistencia de adherencia se pueden considerar satisfechos al usar el procedimiento de 17.4.5.

17.3.3 Los factores de reducción de resistencia ϕ para anclajes en concreto cuando se usan las combinaciones de carga de 5.3, deben ser:

- (a) Anclaje controlado por la resistencia de un elemento de acero dúctil
 - (i) Cargas de tracción 0.75
 - (ii) Cargas de cortante 0.65
- (b) Anclaje controlado por la resistencia de un elemento de acero frágil
 - (i) Cargas de tracción 0.65
 - (ii) Cargas de cortante 0.60
- (c) Anclaje controlado por la resistencia al arrancamiento, desprendimiento lateral, extracción por deslizamiento o desprendimiento por cabecero del anclaje

COMENTARIO

encuentra incluido en los ensayos para la aceptación de anclajes del ACI 355.2 y ACI 355.4, ni en el método de cálculo de arrancamiento del concreto por tracción del anclaje de 17.4.2 y 17.5.2. El efecto benéfico del refuerzo suplementario se encuentra reconocido por los factores ϕ de la Condición A en 17.3.3. Se puede proporcionar refuerzo al anclaje en vez de calcular la capacidad de arrancamiento usando las disposiciones del Capítulo 25 junto con 17.4.2.9 y 17.5.2.9.

La resistencia al arrancamiento de una conexión no reforzada puede tomarse como una indicación de la carga a la cual ocurrirán fisuras significativas. Estas fisuras pueden representar un problema de funcionamiento si no se controlan (Véase R17.5.2.1).

R17.3.2.2 La limitación del diámetro del anclaje se basa en el alcance actual de la información de ensayos. En las ediciones del Reglamento de 2002 hasta 2008 había limitaciones al diámetro y embebido de los anclajes cuando se calculaba la resistencia del concreto al arrancamiento. Estas limitaciones se establecieron por la ausencia de resultados de ensayos en anclajes con diámetros mayores de 2 pulg. y longitudes de embebido mayores de 24 pulg. En 2011, las limitaciones al diámetro y longitud de embebido se revisaron para limitar el diámetro a 4 pulg. con base en ensayos de anclajes de diámetro grande y embebidos profundos en tracción y corte (Lee et al. 2007, 2010). Estos ensayos incluyeron anclajes de 4.25 pulg. de diámetro embebidos 45 pulg. en ensayos a tracción y 3.5 pulg. de diámetro en ensayos a corte. La razón para esta limitación a 4 pulg. de diámetro se debe a que el máximo diámetro de anclaje en ASTM F1554 es 4 pulg. mientras que otras normas ASTM permiten anclajes hasta de 8 pulg. de diámetro los cuales no han sido ensayados para garantizar la aplicabilidad de los requisitos de 17.4.2 y 17.5.2 para resistencia de arrancamiento del concreto.

R17.3.2.3 El ACI 355.4 limita la profundidad de embebido de anclajes adheridos a $4d_a \leq h_{ef} \leq 20d_a$, lo cual corresponde a los límites teóricos del modelo de adherencia (Eligehausen et al. 2006a).

R17.3.3 Los factores ϕ para la resistencia del acero, se basan en el uso de f_{uta} para determinar la resistencia nominal del anclaje (véanse 17.4.1 y 17.5.1) en vez de f_{ya} como se usa en el diseño de elementos de concreto reforzado. A pesar de que los factores ϕ para ser usados con f_{uta} parecen bajos, estos conducen a un nivel de seguridad consistente con el uso de los factores ϕ más altos aplicados a f_{ya} . Factores ϕ menores para cortante que para tracción no reflejan las diferencias básicas de los materiales, en cambio tienen en cuenta la posibilidad de una distribución no uniforme del cortante en las conexiones con varios anclajes. Es aceptable tener una falla dúctil de un elemento de acero perteneciente a un aditamento si se diseña para alcanzar la fluencia dúctil a un nivel de carga correspondiente a las fuerzas del anclaje no mayor que la resistencia de diseño

REGLAMENTO

	Condición A	Condición B
(i) Cargas de cortante	0.75	0.70
(ii) Cargas de tracción		
Pernos con cabeza, tornillos con cabeza o con gancho		
preinstalados.....	0.75	0.70
Anclajes postinstalados de acuerdo con las categorías de ACI 355.2 ó ACI 355.4		
Categoría 1	0.75	0.65
(Baja sensibilidad a la instalación y confiabilidad alta)		
Categoría 2	0.65	0.55
(Sensibilidad media a la instalación y confiabilidad mediana)		
Categoría 3	0.55	0.45
(Alta sensibilidad a la instalación y confiabilidad baja)		

La condición A se aplica donde existe refuerzo suplementario excepto para resistencia a la extracción por deslizamiento o al desprendimiento por cabeceo del anclaje.

La condición B se aplica donde no existe refuerzo suplementario, o donde controla la resistencia a la extracción por deslizamiento o al desprendimiento por cabeceo del anclaje.

COMENTARIO

mínima de los anclajes, especificada en 17.2.3 (véase 17.2.3.4.3 y 17.2.3.5.3).

A pesar de que el factor ϕ para concreto estructural simple es 0.60, el factor básico para fallas frágiles del concreto ($\phi = 0.70$) se escogió con base en los resultados de estudios probabilísticos (Farrow and Klingner 1995), los cuales indicaron que el uso del factor ϕ para concreto estructural simple con valores promedio de fallas controladas por el concreto llevaba a niveles de seguridad adecuados. Debido a que las expresiones para la resistencia nominal utilizadas en este capítulo y en los requisitos de los ensayos están basados en percentiles de 5 por ciento, el valor de $\phi = 0.60$ sería demasiado conservador. Comparaciones con otros procedimientos de diseño y estudios probabilísticos (Farrow and Klingner 1995) indicaron que la selección de $\phi = 0.70$ se justificaba. Las aplicaciones con refuerzo suplementario (Condición A) tienen mayor capacidad de deformación, permitiendo que los factores ϕ sean aumentados. El valor $\phi = 0.75$ es compatible con el nivel de seguridad en vigas de concreto, y ha sido recomendado en el *PCI Design Handbook* (PCI 12-10) y en ACI 349.

Se reconocen dos condiciones para los anclajes controlados por las fallas más frágiles de arrancamiento o desprendimiento lateral del concreto. Si existe refuerzo suplementario (Condición A), se tiene mayor capacidad de deformación que en el caso donde no existe dicho refuerzo suplementario (Condición B). No se requiere un diseño explícito del refuerzo suplementario. Sin embargo, la disposición del refuerzo suplementario debe generalmente adaptarse al refuerzo del anclaje mostrado en las Figuras R17.4.2.9 y R17.5.2.9(b). No se requiere de un desarrollo completo.

Los factores de reducción de resistencia para el refuerzo del anclaje se presentan en 17.4.2.9 y 17.5.2.9.

Los ensayos del ACI 355.2 para determinar la sensibilidad de un anclaje al procedimiento de instalación permiten determinar en particular la categoría de confiabilidad apropiada de un dispositivo de anclaje de expansión o con sobreperforación en su base. En los ensayos del ACI 355.2 para anclajes de expansión o con sobreperforación en su base, los efectos de la variación del torque del anclaje durante la instalación, la tolerancia en el diámetro de la perforación y el nivel de energía usado para fijar los anclajes se consideran para anclajes de expansión o con sobreperforación en su base aprobados para su utilización en concreto fisurado donde se consideran anchos de fisura más grandes. Los ensayos de ACI 355.4 para sensibilidad a los procedimientos de instalación determinan la categoría para un anclaje en particular considerando la influencia del mezclado del adhesivo y la influencia de la limpieza de la perforación cuando está seca, húmeda o llena de agua, incluyendo casos bajo agua. Las tres categorías de anclajes postinstalados aceptables son:

Categoría 1 — baja sensibilidad a la instalación y confiabilidad alta,

Categoría 2 — sensibilidad media a la instalación y confiabilidad mediana, y

Categoría 3 — alta sensibilidad a la instalación y confiabilidad baja.

REGLAMENTO

17.4 — Requisitos de diseño para cargas de tracción

17.4.1 Resistencia del acero de un anclaje en tracción

17.4.1.1 La resistencia nominal de un anclaje en tracción controlada por el acero, N_{sa} , debe ser evaluada mediante cálculos basados en las propiedades del material del anclaje y en las dimensiones físicas del anclaje.

17.4.1.2 La resistencia nominal de un solo anclaje en tracción, N_{sa} , no debe exceder:

$$N_{sa} = A_{se,N} f_{uta} \quad (17.4.1.2)$$

donde $A_{se,N}$ es el área transversal efectiva de un anclaje en tracción, mm², y f_{uta} no debe ser mayor que el menor de **1.9** f_{ya} ó 125,000 lb./pulg².

COMENTARIO

La resistencia de anclajes sometidos a cortante no es tan sensible a errores y tolerancias de instalación. Debido a ello, para los cálculos de cortante de todos los anclajes se prescribe $\phi = 0.75$ para la Condición A y $\phi = 0.70$ para la Condición B.

R17.4 — Requisitos de diseño para cargas de tracción

R17.4.1 Resistencia del acero de un anclaje en tracción

R17.4.1.2 La resistencia nominal a tracción de los anclajes queda mejor representada por f_{uta} que por f_{ya} porque la gran mayoría de los materiales de los anclajes no presenta un punto de fluencia bien definido. AISC basa la resistencia a tracción de los anclajes en $A_{se,N} f_{uta}$ en sus especificaciones desde la edición de 1986 de sus especificaciones. El uso de la ecuación (17.4.1.2) con los factores de carga de 5.3 y los factores ϕ de 17.3.3 da como resultado resistencias de diseño consistentes con “Load and Resistance Factor Design Specifications” de ANSI/AISC 360.

El límite de **1.9** f_{ya} para f_{uta} es para asegurar que bajo condiciones de cargas de servicio, el anclaje no exceda f_{ya} . El límite para f_{uta} de **1.9** f_{ya} fue determinado convirtiendo las disposiciones del LRFD a las condiciones correspondientes de nivel de servicio. Para 5.3, el factor de carga promedio de 1.4 (de **1.2D+1.6L**) dividido por el factor ϕ más alto (0.75 para tracción) da como resultado un límite para f_{uta}/f_{ya} de 1.4/0.75 = 1.87. Aunque este límite no afecta a los anclajes de acero estructural estándar (el valor máximo de f_{uta}/f_{ya} es de 1.6 para la ASTM A307), puede limitar el uso de algunos aceros inoxidables.

Para anclajes postinstalados que tengan un área de sección reducida en cualquier lugar dentro del anclaje, como es el caso de anclajes en forma de cuña, el área de sección efectiva del anclaje debe ser suministrada por el fabricante. Para barras roscadas y tornillos con cabeza, ANSI/ASME B1.1 (2003) define $A_{se,N}$ como:

$$A_{se,N} = \frac{\pi}{4} \left(d_a - \frac{0.9743}{n_t} \right)^2$$

donde n_t es el número de hilos por pulg. de roscado.

17.4.2 Resistencia al arrancamiento del concreto de un anclaje en tracción

17.4.2.1 La resistencia nominal de arrancamiento del concreto en tracción, N_{cb} de un anclaje individual o N_{cbg} de un grupo de anclajes en tracción no debe exceder:

R17.4.2 Resistencia al arrancamiento del concreto de un anclaje en tracción

R17.4.2.1 El efecto de anclajes múltiples, espaciamiento entre anclajes y la distancia al borde en la resistencia nominal al arrancamiento debida a tracción, se toma en consideración



REGLAMENTO

COMENTARIO

(a) Para un solo anclaje:

$$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \Psi_{ed,N} \Psi_{c,N} \Psi_{cp,N} N_b \quad (17.4.2.1a)$$

(b) Para un grupo de anclajes:

$$N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \Psi_{ec,N} \Psi_{ed,N} \Psi_{c,N} \Psi_{cp,N} N_b \quad (17.4.2.1b)$$

Los factores $\Psi_{ec,N}$, $\Psi_{ed,N}$, $\Psi_{c,N}$ y $\Psi_{cp,N}$ se encuentran definidos en 17.4.2.4, 17.4.2.5, 17.4.2.6 y 17.4.2.7 respectivamente. A_{Nc} es el área proyectada de la superficie de falla para un solo anclaje o grupo de anclajes, que debe ser aproximada a la base de la figura geométrica rectilínea que resulta al proyectar la superficie de falla hacia fuera en $1.5h_{ef}$ desde la línea del eje del anclaje o, en el caso de un grupo de anclajes, desde una línea a través de una fila de anclajes adyacentes. A_{Nc} no debe exceder a nA_{Nco} donde n es el número de anclajes que resisten tracción en el grupo. A_{Nco} es el área proyectada de la superficie de falla de un solo anclaje con una distancia del borde igual o mayor a $1.5h_{ef}$.

$$A_{Nco} = 9h_{ef}^2$$

(17.4.2.1c)

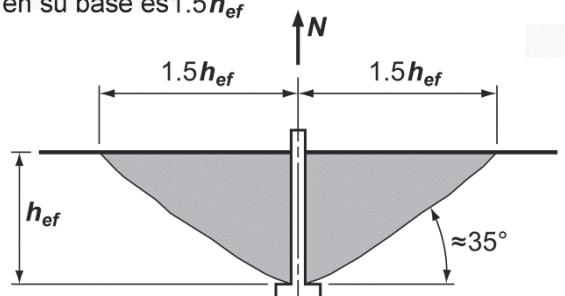
al aplicar los factores de modificación A_{Nc}/A_{Nco} y $\Psi_{ed,N}$ en las ecuaciones (17.4.2.1a) y (17.4.2.1b).

La Fig. R17.4.2.1(a) muestra A_{Nco} y el desarrollo de la ecuación (17.4.2.1c). A_{Nco} es el área máxima proyectada para un solo anclaje. La Fig. R17.4.2.1(b) muestra ejemplos de las áreas proyectadas para varios anclajes simples y anclajes múltiples con diferentes tipos de configuración. Como A_{Nc} es el área total proyectada para un grupo de anclajes y A_{Nco} es el área para un solo anclaje, no es necesario incluir n , el número de anclajes, en las ecuaciones (17.4.2.1a) o (17.4.2.1b). Si los grupos de anclajes están colocados de tal manera que sus áreas proyectadas se traslanan, es necesario que el valor de A_{Nc} sea reducido de acuerdo con ello.

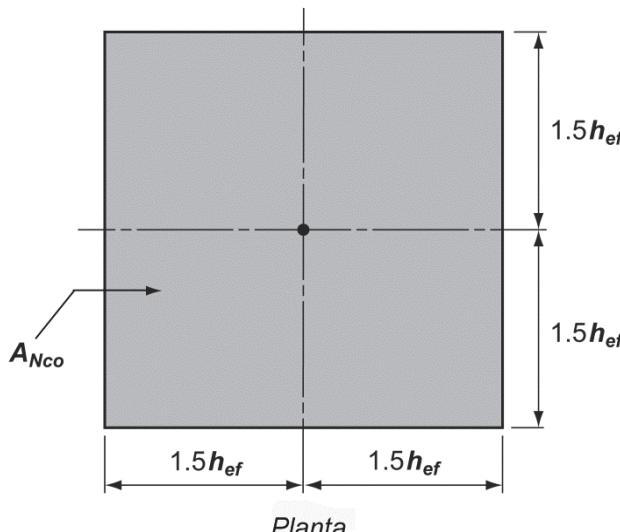


REGLAMENTO

La distancia crítica al borde para pernos con cabeza, tornillos con cabeza, anclajes de expansión, y anclajes con sobreperforación en su base es $1.5h_{ef}$



Corte a través de un cono de falla

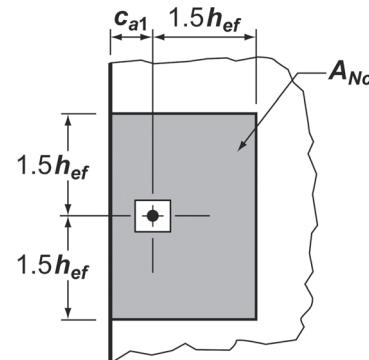


Planta

$$A_{Nco} = (2 \times 1.5h_{ef}) \times (2 \times 1.5h_{ef}) = 9h_{ef}^2$$

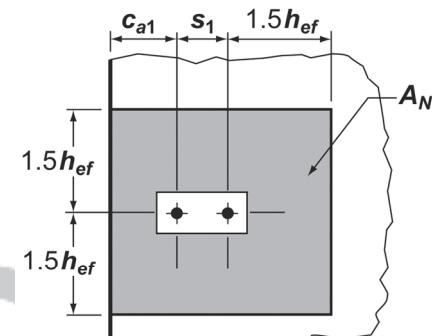
(a)

COMENTARIO



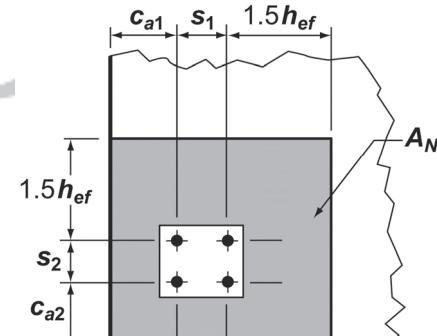
Si $c_{a1} < 1.5h_{ef}$
 $A_{Nc} = (c_{a1} + 1.5h_{ef})(2 \times 1.5h_{ef})$

Planta



Si $c_{a1} < 1.5h_{ef}$ y $s_1 < 3h_{ef}$
 $A_{Nc} = (c_{a1} + s_1 + 1.5h_{ef})(2 \times 1.5h_{ef})$

Planta



Si c_{a1} y $c_{a2} < 1.5h_{ef}$
y s_1 y $s_2 < 3h_{ef}$
 $A_{Nc} = (c_{a1} + s_1 + 1.5h_{ef})(c_{a2} + s_2 + 1.5h_{ef})$

Planta

(b)

Fig. R17.4.2.1 — (a) Cálculo de A_{Nco} y (b) cálculo de A_{Nc} para anclajes individuales y grupos de anclajes

17.4.2.2 La resistencia básica al arrancamiento del concreto de un solo anclaje en tracción embebido en concreto fisurado, N_b , no debe exceder de

$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5} \quad (17.4.2.2a)$$

R17.4.2.2 La ecuación para determinar la resistencia básica de un anclaje por arrancamiento del concreto fue derivada (Fuchs et al. 1995; Eligehausen and Balogh 1995; Eligehausen and Fuchs 1988; CEB 1994) suponiendo un prisma de falla del concreto con un ángulo de aproximadamente 35 grados, considerando los conceptos de mecánica de fractura.

REGLAMENTO

donde $k_c = 24$ para anclajes preinstalados y $k_c = 17$ para anclajes postinstalados.

Se puede incrementar el valor de k_c por encima de 17 para anclajes postinstalados con base en ensayos específicos para el producto según ACI 355.2 ó ACI 355.4, pero no puede exceder 24.

Alternativamente, para tornillos y pernos, con cabeza y preinstalados, con 11 pulg. $\leq h_{ef} \leq 25$ pulg. N_b no puede exceder:

$$N_b = 16\lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{5/3} \quad (17.4.2.2b)$$

COMENTARIO

Los valores de k_c en la ecuación (17.4.2.2a) fueron determinados a partir de una amplia base de datos de resultados de ensayos de concreto no fisurado (Fuchs et al. 1995) con un percentil del 5 por ciento. Los valores fueron ajustados a los valores k_c correspondientes a concreto fisurado (Eligehausen and Balogh 1995; Goto 1971). Los ensayos han demostrado que valores de k_c aplicables a anclajes adheridos son aproximadamente iguales a los derivados para anclajes expansivos (Eligehausen et al. 2006a; Zhang et al. 2001). Se permiten valores de k_c más altos para anclajes postinstalados, siempre que hayan sido determinados mediante ensayos de acuerdo con ACI 355.2 y ACI 355.4. Para anclajes con un embebido más profundo ($h_{ef} > 11$ pulg.), los resultados de algunos ensayos indican que el uso de $h_{ef}^{1.5}$ puede ser demasiado conservador para algunos casos. Se incluye una expresión alternativa, ecuación (17.4.2.2b), que usa $h_{ef}^{5/3}$ para evaluar anclajes preinstalados con cabeza y tornillos con cabeza con 11 pulg. $\leq h_{ef} \leq 25$ pulg. Esta expresión también puede ser adecuada para algunos anclajes postinstalados con sobreperforación en su base. Sin embargo, para estos anclajes el uso de la ecuación (17.4.2.2b) debe justificarse por medio de resultados de ensayos realizados de acuerdo con 17.3.2. Investigaciones numéricas y experimentales indican que la Ec. (17.4.2.2b) puede no ser conservadora para $h_{ef} > 25$ pulg. donde el esfuerzo de aplastamiento puede estar en el límite permitido por la ecuación (17.4.3.4), o muy cerca de él (Ožbolt et al. 2007).

17

17.4.2.3 Donde los anclajes se ubican a menos de $1.5h_{ef}$ de tres o más bordes, el valor de h_{ef} usado en el cálculo de A_{Nc} de acuerdo con 17.4.2.1, y en las ecuaciones (17.4.2.1) hasta (17.4.2.5) debe ser el mayor entre $c_{a,max}/1.5$ y $s/3$ donde s es el espaciamiento máximo entre anclajes dentro del grupo.

R17.4.2.3 Para anclajes que se ubican a menos de $1.5h_{ef}$ de tres o más bordes, la resistencia al arrancamiento debido a tracción, calculada por el Método DCC (véase R17.3.2), que constituye la base para las ecuaciones en 17.4.2.1 a 17.4.2.5, produce resultados extremadamente conservadores (Lutz 1995). Esto ocurre porque las definiciones usuales de A_{Nc}/A_{Nco} no reflejan correctamente el efecto de los bordes. Este problema se corrige cuando el valor de h_{ef} usado en las ecuaciones en 17.4.2.1 a 17.4.2.5 se limita a $c_{a,max}/1.5$, donde $c_{a,max}$ es la mayor de las distancias a los bordes que tienen influencia y es menor o igual a $1.5h_{ef}$ real. En ningún caso $c_{a,max}/1.5$ puede ser menor a un tercio del espaciamiento máximo entre anclajes dentro del grupo. El límite para h_{ef} de no exceder un tercio del espaciamiento máximo entre los anclajes del grupo evita que se utilice una resistencia calculada con base en prismas de arrancamiento individual para una configuración de anclajes en grupo.

Este enfoque se ilustra en la Fig. R17.4.2.3. En este ejemplo, el límite propuesto para el valor de h_{ef} que se debe usar en los cálculos, donde $h_{ef} = c_{a,max}/1.5$, tiene como resultado que $h_{ef} = h'_{ef} = 4$ pulg. Para este ejemplo, éste

REGLAMENTO

COMENTARIO

sería el valor adecuado para ser usado como h_{ef} al calcular la resistencia, incluso si la profundidad de embebido real es mayor.

El requisito de 17.4.2.3 puede visualizarse trasladando la superficie de arrancamiento real del concreto, que se origina en el h_{ef} real, hacia la superficie de concreto paralela a la carga de tracción aplicada. El valor de h_{ef} usado en las ecuaciones en 17.4.2.1 a 17.4.2.5 se determina cuando: (a) los bordes exteriores de la superficie de arrancamiento intersectan primero el borde libre, o (b) la intersección de la superficie de arrancamiento entre los anclajes del grupo intersecta primero la superficie del concreto. Para el ejemplo mostrado en la Fig. R17.4.2.3, el punto A define la intersección de la superficie de falla supuesta para limitar h_{ef} con la superficie de concreto.

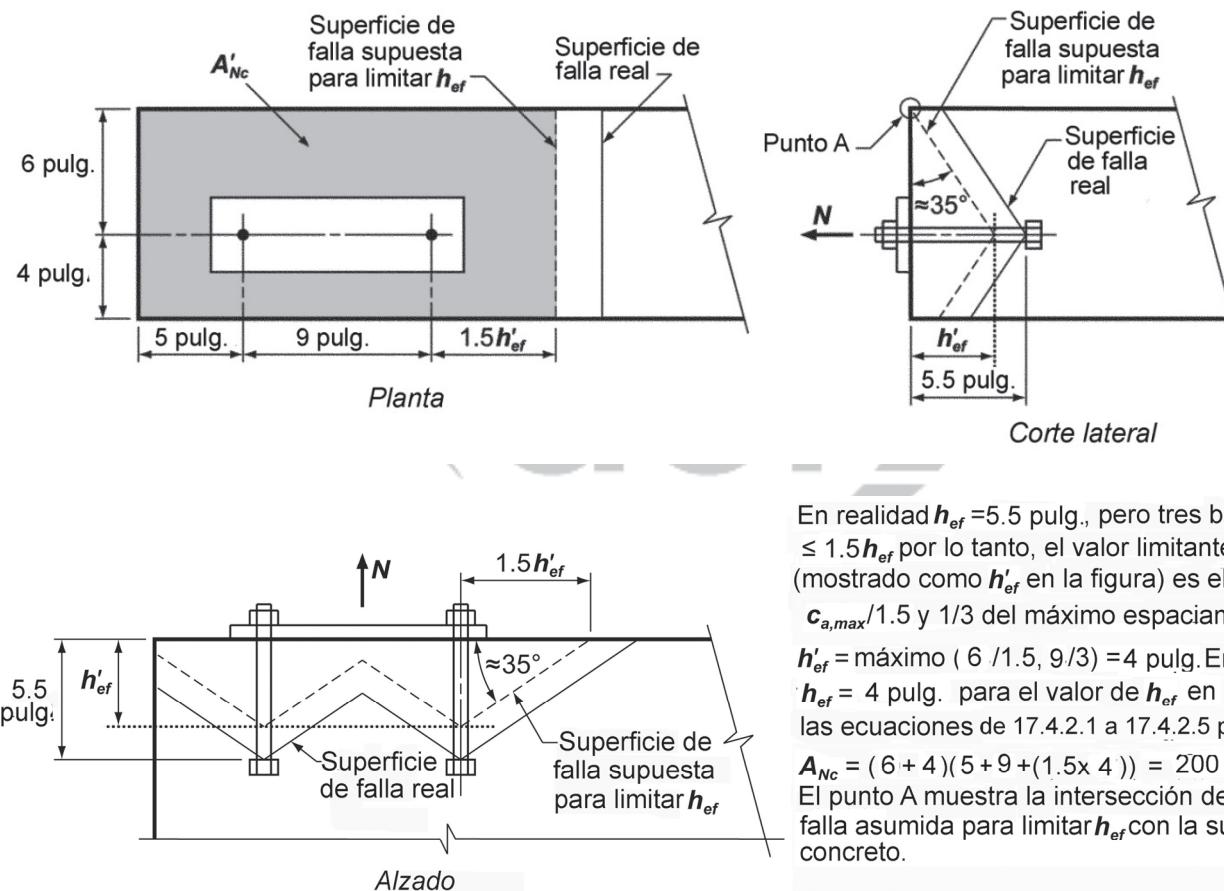


Fig. R17.4.2.3 — Ejemplo de tracción donde los anclajes están localizados en un miembro angosto

17.4.2.4 El factor de modificación para grupos de anclajes sometido a cargas excéntricas de tracción, $\psi_{ec,N}$, debe calcularse por medio de:

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2e'_N}{3h_{ef}}\right)} \quad (17.4.2.4)$$

En realidad $h_{ef} = 5.5$ pulg., pero tres bordes están a $\leq 1.5h_{ef}$ por lo tanto, el valor limitante de h_{ef} (mostrado como h'_{ef} en la figura) es el mayor de $c_{a,max}/1.5$ y 1/3 del máximo espaciamiento del grupo: $h'_{ef} = \text{máximo } (6/1.5, 9/3) = 4$ pulg. Entonces, usar $h_{ef} = 4$ pulg. para el valor de h_{ef} en las ecuaciones de 17.4.2.1 a 17.4.2.5 para calcular A_{Nc} : $A_{Nc} = (6+4)(5+9+(1.5 \times 4)) = 200$ pulg.². El punto A muestra la intersección de la superficie de falla asumida para limitar h_{ef} con la superficie del concreto.

R17.4.2.4 La Fig. R17.4.2.4(a) muestra un grupo de anclajes que se encuentran todos en tracción, pero la fuerza resultante es excéntrica con respecto al centroide del grupo de anclajes. Los grupos de anclajes pueden también cargarse de tal manera que sólo algunos de ellos queden en tracción (Fig. R17.4.2.4(b)). En este caso, solamente los anclajes en tracción deben ser considerados para determinar e'_N . La carga sobre el anclaje se debe determinar como la tracción resultante del anclaje con una excentricidad con respecto al centro de gravedad de los anclajes en tracción.

REGLAMENTO

pero $\Psi_{ec,N}$ no debe tomarse mayor que la unidad (1.0). Si la carga sobre un grupo de anclajes es tal que sólo algunos anclajes se encuentran en tracción, únicamente esos anclajes en tracción deben considerarse para determinar la excentricidad e'_N a utilizar en la ecuación (17.4.2.4) y para calcular N_{cbg} en la ecuación (17.4.2.1b).

Cuando las cargas excéntricas actúen alrededor de dos ejes, el factor de modificación $\Psi_{ec,N}$ debe calcularse para cada eje individualmente y el producto de esos factores debe usarse como $\Psi_{ec,N}$ en la ecuación (17.4.2.1b).

COMENTARIO

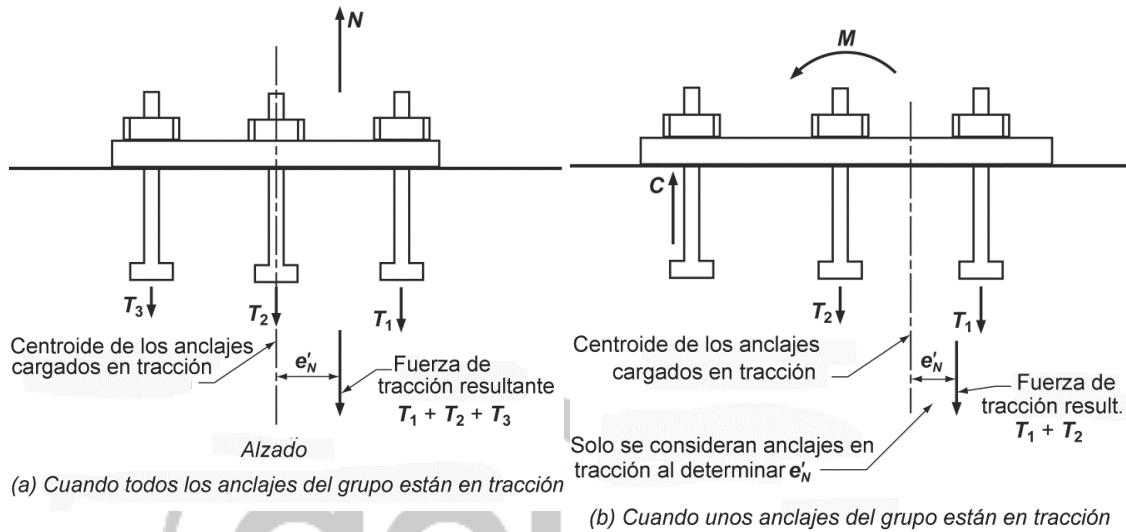


Fig. R17.4.2.4 — Definición de e'_N para un grupo de anclajes

17.4.2.5 El factor de modificación de efectos de borde para anclajes solos o grupos de anclajes en tracción, $\Psi_{ed,N}$, se calcula como:

$$\Psi_{ed,N} = 1.0 \quad \text{si} \quad c_{a,min} \geq 1.5h_{ef} \quad (17.4.2.5a)$$

$$\Psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a,min}}{1.5h_{ef}} \quad \text{si} \quad c_{a,min} < 1.5h_{ef} \quad (17.4.2.5b)$$

17.4.2.6 Para anclajes ubicados en una región de un elemento de concreto, donde el análisis señala que no hay fisuración para el nivel de cargas de servicio, se permite el siguiente factor de modificación:

- a) $\Psi_{c,N} = 1.25$ para anclajes preinstalados
- b) $\Psi_{c,N} = 1.4$ para anclajes postinstalados y con el valor de k_c usado en la ecuación (17.4.2.2a) igual a 17.

Cuando el valor de k_c usado en la ecuación (17.4.2.2a) se toma de los informes para evaluación de productos ACI 355.2 ó ACI 355.4 para anclajes postinstalados, calificados para ser

R17.4.2.5 Si los anclajes se encuentran ubicados cerca de un borde, de manera que no haya espacio suficiente para que se desarrolle un prisma de arrancamiento completo, la capacidad de carga del anclaje se reduce más allá de lo reflejado por A_{Nc}/A_{Nco} . Si la menor distancia de recubrimiento lateral es mayor o igual a $1.5h_{ef}$, se puede formar un prisma completo y no existirá reducción alguna ($\Psi_{ed,N} = 1$). Si el recubrimiento lateral es menor que $1.5h_{ef}$, es necesario ajustar el factor $\Psi_{ed,N}$ para el efecto del borde (Fuchs et al. 1995).

R17.4.2.6 Los anclajes postinstalados que no cumplen con los requisitos para ser utilizados en concreto fisurado de acuerdo con el ACI 355.2 ó ACI 355.4 pueden ser usados solamente en regiones que van a permanecer no fisuradas. El análisis para determinar la formación de fisuras debe incluir los efectos de retracción restringida (véase 24.4.2). Los ensayos para la calificación de los anclajes del ACI 355.2 ó ACI 355.4 exigen que los anclajes para zonas de concreto fisurado tengan un buen comportamiento con fisuras de 0.012 pulg. de ancho. Si se esperan fisuras más anchas, se debe colocar refuerzo de confinamiento para controlar el ancho de la fisura a un valor aproximado de 0.012 pulg.

Las resistencias al arrancamiento del concreto dadas por

REGLAMENTO

utilizados tanto en concreto fisurado como no fisurado, los valores de k_c y $\Psi_{c,N}$ deben obtenerse de los reportes de evaluación de productos de ACI 355.2 ó ACI 355.4.

Cuando el valor de k_c usado en la ecuación (17.4.2.2a) se toma de los informes para evaluación de productos ACI 355.2 ó ACI 355.4 para anclajes postinstalados, calificados para ser utilizados en concreto no fisurado, el valor de $\Psi_{c,N}$ debe tomarse como 1.0.

Cuando el análisis indica fisuración para niveles de carga de servicio, $\Psi_{c,N}$ debe tomarse igual a 1.0 tanto para anclajes preinstalados y postinstalados. Los anclajes postinstalados deben ser calificados para su empleo en concreto fisurado de acuerdo con el ACI 355.2 ó ACI 355.4. La fisuración en el concreto debe ser controlada mediante refuerzo de flexión distribuido de acuerdo con 24.3.2 ó un control de fisuración equivalente proporcionado mediante refuerzo de confinamiento.

17.4.2.7 El factor de modificación para anclajes postinstalados diseñados para concreto no fisurado de acuerdo con 17.4.2.6 sin refuerzo suplementario para controlar el hendimiento, $\Psi_{cp,N}$ debe calcularse como sigue utilizando la distancia crítica c_{ac} como se define en 17.7.6:

$$\Psi_{cp,N} = 1.0 \text{ si } c_{a,\min} \geq c_{ac} \quad (17.4.2.7a)$$

$$\Psi_{cp,N} = \frac{c_{a,\min}}{c_{ac}} \text{ si } c_{a,\min} < c_{ac} \quad (17.4.2.7b)$$

pero $\Psi_{cp,N}$ determinado por medio de la ecuación (17.4.2.7b) no debe tomarse menor que $1.5h_{ef}/c_{ac}$ y la distancia crítica c_{ac} se encuentra definida en 17.7.6.

Para todos los demás casos, incluyendo los anclajes preinstalados, $\Psi_{cp,N}$ debe tomarse como 1.0.

17.4.2.8 Cuando se agrega una platina o arandela adicionales a la cabeza del anclaje, se puede calcular el área proyectada de la superficie de falla, extendiendo la superficie de falla $1.5h_{ef}$ hacia afuera del perímetro efectivo de la platina o arandela. El perímetro efectivo no debe exceder el valor en una sección proyectada hacia fuera más del espesor de la arandela o platina medido desde el borde exterior de la cabeza del anclaje.

COMENTARIO

las ecuaciones (17.4.2.2a) y (17.4.2.2b) suponen un concreto fisurado (esto es, $\Psi_{c,N} = 1.0$) con $\Psi_{c,N}k_c = 24$ para los anclajes preinstalados, e igual a 17 para anclajes postinstalados. Cuando se aplican los factores $\Psi_{c,N}$ para concreto no fisurado (1.25 para los preinstalados y 1.4 para los postinstalados), resultan factores $\Psi_{c,N}k_c$ iguales a 30 para anclajes preinstalados y a 24 para los postinstalados. Lo anterior concuerda con las observaciones en obra y ensayos que muestran que la resistencia de anclajes preinstalados excede a la resistencia de anclajes postinstalados tanto en concreto fisurado como en concreto no fisurado.

R17.4.2.7 Los requisitos de 17.4 se basan en la suposición de que la resistencia básica al arrancamiento del concreto puede lograrse si la distancia mínima al borde $c_{a,\min}$ es igual a $1.5h_{ef}$. Sin embargo, los resultados de los ensayos (Asmus 1999) indican que muchos anclajes de expansión de torsión controlada y desplazamiento controlado y algunos anclajes con sobreperforación en su base requieren distancias mínimas de borde que exceden $1.5h_{ef}$ para lograr la resistencia básica por arrancamiento del concreto cuando se ensayan en concreto no fisurado sin refuerzo suplementario para controlar el hendimiento. Cuando se aplica una carga de tracción, los esfuerzos de tracción resultantes en el extremo embebido del anclaje se suman a los esfuerzos de tracción inducidos por la instalación del anclaje, y el hendimiento puede ocurrir antes de que el concreto alcance la resistencia de arrancamiento, definida en 17.4.2.1. Para tener en cuenta este modo potencial de falla de arrancamiento, la resistencia básica de arrancamiento del concreto se reduce con un factor $\Psi_{cp,N}$ si $c_{a,\min}$ es menor que la distancia crítica de borde c_{ac} . Si existe refuerzo suplementario para controlar el hendimiento o si los anclajes están ubicados en una región donde el análisis señala fisuración del concreto para cargas de servicio, entonces el factor de reducción $\Psi_{cp,N}$ se toma igual a la unidad (1.0). La presencia de refuerzo suplementario para controlar el hendimiento no afecta la selección de las Condiciones A o B de 17.3.3.

REGLAMENTO

17.4.2.9 Donde el refuerzo del anclaje se desarrolla de acuerdo con el Capítulo 25 a ambos lados de la superficie de arrancamiento, se puede usar la resistencia de diseño del refuerzo del anclaje para determinar ϕV_n en lugar de la resistencia al arrancamiento del concreto. En el diseño del refuerzo del anclaje, se permite usar un factor de reducción de resistencia de 0.75.

COMENTARIO

R17.4.2.9 Para condiciones donde la fuerza de tracción mayorada excede a la resistencia de arrancamiento del concreto de los anclajes o donde la resistencia al arrancamiento no es evaluada, la resistencia nominal puede ser aquella del refuerzo del anclaje anclado adecuadamente como se ilustra en la Fig. R17.4.2.9. Se debe poner atención al seleccionar y colocar el refuerzo del anclaje. El refuerzo del anclaje debe consistir en estribos, amarres u horquillas colocadas lo más cerca posible del anclaje. Solamente los refuerzos espaciados menos de $0.5h_{ef}$ del eje central del anclaje deben ser incluidos como refuerzo del anclaje. Las investigaciones (Eligehausen et al. 2006b) en que se basan estos requisitos se limitaron a refuerzos de anclajes con un diámetro similar al de la barra No. 5. Es beneficioso que el refuerzo del anclaje circunscriba el refuerzo de la superficie. Al dimensionar el refuerzo del anclaje, se recomienda usar un factor de reducción de resistencia ϕ de 0.75, como el que se usa en los modelos puntal-tensor. En la práctica, el refuerzo del anclaje en general es usado solo con anclajes preinstalados.

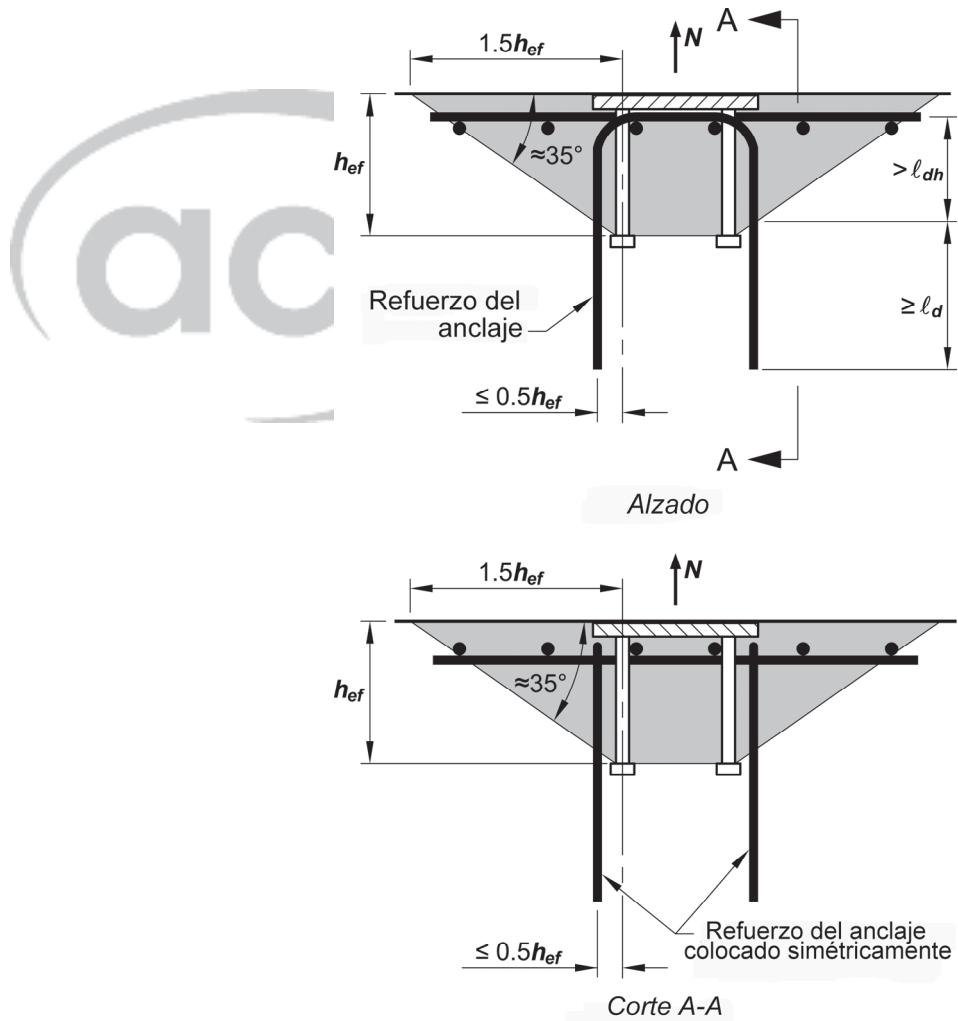


Fig. R17.4.2.9 — Refuerzo del anclaje para tracción

REGLAMENTO

17.4.3 Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción de un anclaje preinstalado o postinstalado de expansión o con sobreperforación en su base

17.4.3.1 La resistencia nominal a la extracción por deslizamiento en tracción de un anclaje preinstalado o postinstalado de expansión o con sobreperforación en su base, N_{pn} , no debe exceder:

$$N_{pn} = \psi_{c,P} N_p \quad (17.4.3.1)$$

donde $\psi_{c,P}$ se define en 17.4.3.6.

17.4.3.2 Para los anclajes de expansión postinstalados y anclajes con sobreperforación en su base los valores de N_p deben basarse en los resultados con un percentil del 5 por ciento de ensayos realizados y evaluados de acuerdo con el ACI 355.2. No se permite determinar la resistencia a la extracción por deslizamiento para esos anclajes por cálculo.

17.4.3.3 Para pernos y tornillos con cabeza individuales preinstalados se puede evaluar la resistencia a la extracción por deslizamiento usando 17.4.3.4. Para tornillos individuales con extremo en forma de L o J, se puede evaluar la resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción usando 17.4.3.5. Alternativamente, se pueden usar valores de N_p basados en resultados de ensayos con un percentil del 5 por ciento de realizados y evaluados de acuerdo con los procedimientos de ACI 355.2, pero sin el beneficio de la fricción.

17.4.3.4 La resistencia a la extracción por deslizamiento por tracción de un perno o tornillo con cabeza individual, N_p , para ser empleada en la ecuación (17.4.3.1) no debe exceder:

$$N_p = 8A_{brg}f'_c \quad (17.4.3.4)$$

17.4.3.5 La resistencia a la extracción por deslizamiento a tracción de un tornillo individual con gancho, N_p , para ser empleada en la ecuación (17.4.3.1) no debe exceder:

$$N_p = 0.9f'_c e_h d_a \quad (17.4.3.5)$$

donde $3d_a \leq e_h \leq 4.5d_a$.

17.4.3.6 Para un anclaje ubicado en una región de un elemento de concreto, donde el análisis indica que no existen

COMENTARIO

R17.4.3 Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción de un anclaje preinstalado o postinstalado de expansión o con sobreperforación en su base

R17.4.3.1 Los requisitos de diseño para extracción por deslizamiento son aplicables a anclajes preinstalados, postinstalados de expansión y postinstalados con sobreperforación en su base. No son aplicables a anclajes adheridos, los cuales en cambio deben ser evaluados para fallas por adherencia de acuerdo con 17.4.5.

R17.4.3.2 Las ecuaciones para determinar la resistencia a extracción por deslizamiento dadas en 17.4.3.4 y 17.4.3.5 son aplicables únicamente a anclajes preinstalados consistentes en pernos y tornillos con cabeza o gancho (CEB 1997; Kuhn and Shaikh 1996); no son aplicables a anclajes postinstalados de expansión o de sobre perforación en su base los cuales tienen diferentes mecanismos para su anclaje en la base, a menos que las resistencias a deslizamiento por tracción de estos últimos anclajes se validen por medio de ensayos.

R17.4.3.3 La resistencia a la extracción por deslizamiento a tracción de pernos con cabeza y tornillos con cabeza puede incrementarse mediante refuerzo de confinamiento, como espirales espaciadas muy cerca, a lo largo de la región de la cabeza. Este incremento puede determinarse por medio de ensayos.

R17.4.3.4 El valor calculado por medio de la ecuación (17.4.3.4) corresponde a la carga a la cual ocurre la falla del concreto por aplastamiento causado por la cabeza del anclaje (CEB 1997; ACI 349). No corresponde a la carga para extraer el anclaje completamente fuera del concreto y por esta razón la ecuación ni incluye término alguno relacionado con la longitud de embebido. El aplastamiento local del concreto reduce enormemente la rigidez de la conexión y generalmente corresponde al inicio de la falla de extracción por deslizamiento.

R17.4.3.5 La ecuación (17.4.3.5) para tornillos con gancho fue desarrollada por Lutz, basándose en los resultados de Kuhn and Shaikh (1996). Se basa exclusivamente en la capacidad de aplastamiento, despreciando la componente de fricción, debido a que el aplastamiento interno en la zona del gancho reduce enormemente la rigidez de la conexión y, en general, corresponde al inicio de una falla de extracción por deslizamiento. Los límites de e_h se basan en el rango de variables usadas en los tres programas de ensayo descritos en Kuhn and Shaikh (1996).

REGLAMENTO

COMENTARIO

fisuras para niveles de carga de servicio, se puede utilizar el siguiente factor de modificación:

$$\psi_{c,P} = 1.4$$

Cuando el análisis indica fisuración al nivel de cargas de servicio, $\psi_{c,P}$ debe tomarse como la unidad (1.0).

17.4.4 Resistencia al desprendimiento lateral del concreto en tracción en un anclaje con cabeza

17.4.4.1 Para un anclaje individual con cabeza con un embebido profundo cercano a un borde ($h_{ef} > 2.5c_{a1}$), la resistencia nominal al desprendimiento lateral, N_{sb} , no debe exceder:

$$N_{sb} = 160c_{a1}\sqrt{A_{brg}}\lambda_a\sqrt{f'_c} \quad (17.4.4.1)$$

Si c_{a2} para el anclaje con cabeza individual es menos que $3c_{a1}$ el valor de N_{sb} debe multiplicarse por el factor $(1+c_{a2}/c_{a1})/4$ donde $1.0 \leq c_{a2}/c_{a1} \leq 3.0$.

17.4.4.2 Para un grupo de anclajes con cabeza con embebido profundo localizados cerca de un borde ($h_{ef} > 2.5c_{a1}$) y con un espaciamiento entre los anclajes menor que $6c_{a1}$, la resistencia nominal de esos anclajes susceptibles a una falla por desprendimiento lateral del concreto N_{sbg} no debe exceder:

$$N_{sbg} = \left(1 + \frac{s}{6c_{a1}}\right)N_{sb} \quad (17.4.4.2)$$

donde s es la distancia entre los anclajes exteriores medida a lo largo del borde y N_{sb} se obtiene de la ecuación (17.4.4.1) sin modificaciones debido a la distancia perpendicular al borde.

17.4.5 Resistencia a la adherencia en tracción de anclajes adheridos

17.4.5.1 La resistencia nominal en tracción por adherencia, N_a de un anclaje individual o N_{ag} de un grupo de anclajes adheridos, no debe exceder:

(a) Para un anclaje adherido individual:

$$N_a = \frac{A_{Na}}{A_{Nao}}\psi_{ed,Na}\psi_{cp,Na}N_{ba} \quad (17.4.5.1a)$$

(b) Para un grupo de anclajes adheridos:

R17.4.4 Resistencia al desprendimiento lateral del concreto en tracción en un anclaje con cabeza — Los requisitos de diseño para el desprendimiento lateral del concreto se basan en las recomendaciones de Furche and Eligehausen (1991). Estos requisitos son aplicables a elementos de anclaje con cabeza que en general son anclajes preinstalados. La falla por hendimiento producida durante la instalación, más que un desprendimiento lateral del concreto, generalmente controla el comportamiento de los anclajes postinstalados, y debe evaluarse usando los requisitos del ACI 355.2.

R17.4.4.2 Al determinar la resistencia nominal al desprendimiento lateral del concreto para anclajes múltiples con cabeza, se deben tener en cuenta solamente los anclajes cercanos a un borde ($h_{ef} > 2.5c_{a1}$) cargados en tracción. Su resistencia debe ser comparada con la proporción de carga a tracción aplicada a esos anclajes.

R17.4.5 Resistencia a la adherencia en tracción de anclajes adheridos

R17.4.5.1 La evaluación de la resistencia de adherencia aplica únicamente a anclajes adheridos. Los anclajes individuales con longitudes de embebido pequeñas ensayados a la falla por tracción pueden fallar por arrancamiento del concreto, mientras que con longitudes de embebido mayores producen fallas por adherencia. Los anclajes adheridos que fallan por adherencia cuando se cargan individualmente pueden tener fallas en el concreto cuando están en grupo o en una situación de cercanía al borde. En todos los casos, la resistencia a tracción de anclajes adheridos está limitada por la resistencia de arrancamiento del concreto como se da en las ecuaciones (17.4.2.1a) y (17.4.2.1b)(Eligehausen et al. 2006a). La influencia del espaciamiento y la distancia al borde en la resistencia de adherencia y en la resistencia al

REGLAMENTO

$$N_{ag} = \frac{A_{Na}}{A_{Nao}} \Psi_{ec,Na} \Psi_{ed,Na} \Psi_{cp,Na} N_{ba} \quad (17.4.5.1b)$$

Los factores $\Psi_{ec,Na}$, $\Psi_{ed,Na}$ y $\Psi_{cp,Na}$ se definen en 17.4.5.3, 17.4.5.4 y 17.4.5.5 respectivamente. A_{Na} es el área de influencia proyectada de un anclaje adherido individual o de un grupo de anclajes, que debe aproximarse como un área compuesta de elementos rectos que se proyecta hacia afuera una distancia c_{Na} medida desde el eje que pasa por el centro del anclaje adherido, o en el caso de un grupo de anclajes desde una línea que une los centros de una fila de anclajes adyacentes. A_{Na} no debe exceder nA_{Nao} , donde n es el número de anclajes adheridos en el grupo que resiste fuerzas de tracción. A_{Nao} es el área de influencia proyectada de un anclaje adherido individual con una distancia al borde igual o mayor que c_{Na} :

$$A_{Nao} = (2c_{Na})^2 \quad (17.4.5.1c)$$

donde

$$c_{Na} = 10d_a \sqrt{\frac{\tau_{uncr}}{1100}} \quad (17.4.5.1d)$$

y la constante 1100 tiene unidades de lb./pulg².

COMENTARIO

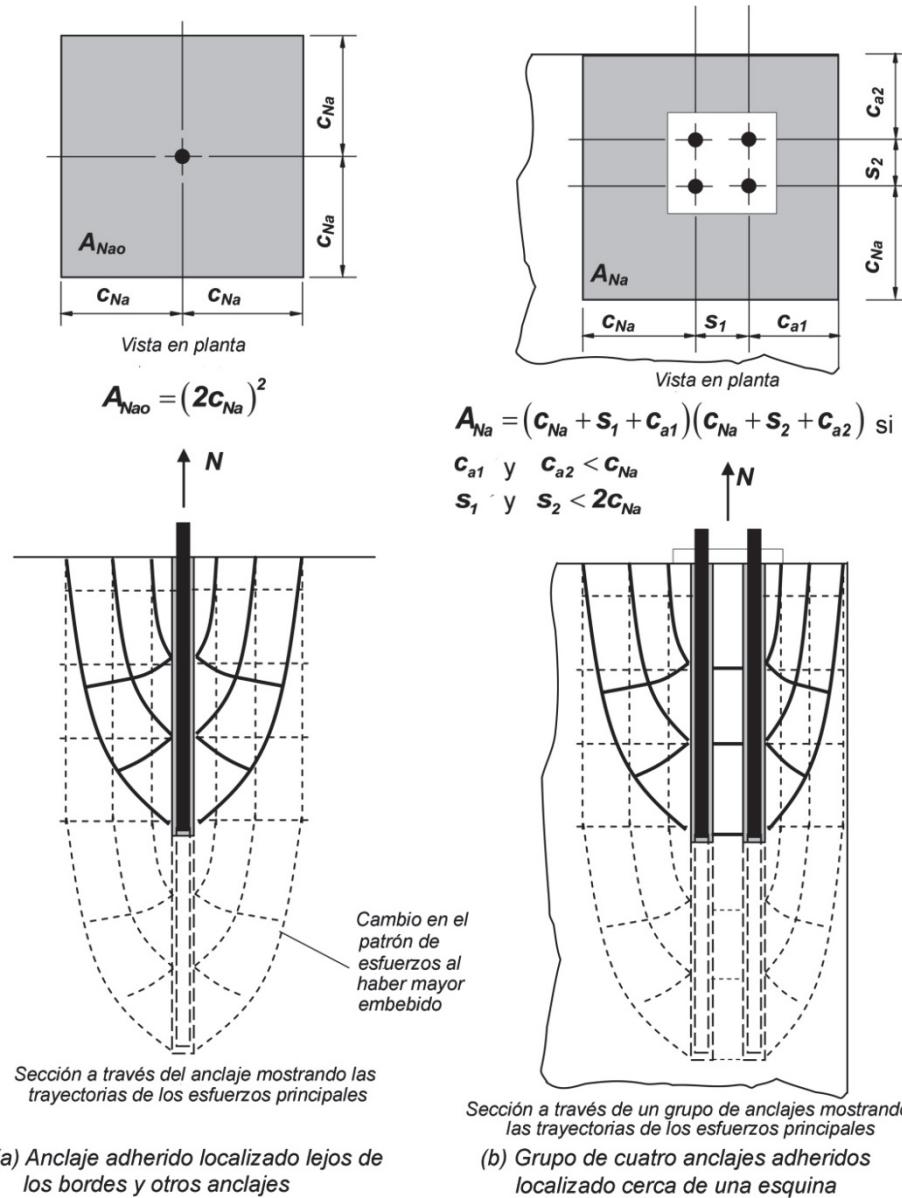
arrancamiento del concreto debe ser evaluada para los anclajes adheridos. La influencia en la resistencia nominal de adherencia de anclajes en tracción de la separación entre anclajes y de la distancia al borde está incluida en los factores de modificación A_{Na}/A_{Nao} y $\Psi_{ed,Na}$ en las ecuaciones (17.4.5.1a) y (17.4.5.1b).

La influencia en la resistencia a adherencia de bordes cercanos y anclajes cargados adyacentes depende del volumen de concreto afectado por un anclaje adherido individual. A diferencia con el concepto de área de falla del concreto proyectada utilizado en las ecuaciones (17.4.2.1a) y (17.4.2.1b) para calcular la resistencia al arrancamiento del concreto de una anclaje adherido, el área de influencia en la resistencia a adherencia de una anclaje adherido utilizada en las ecuaciones (17.4.5.1a) y (17.4.5.1b) no es una función de la profundidad de embebido sino, más bien, del diámetro del anclaje y de las características del esfuerzo de adherencia. La distancia crítica c_{Na} se supone igual para concreto fisurado como para concreto no fisurado; por simplicidad la relación para c_{Na} en la ecuación (17.4.5.1d) utiliza el esfuerzo de adherencia característico en concreto no fisurado, τ_{uncr} . Esto ha sido verificado por medio de estudios teóricos y experimentales (Eligehausen et al. 2006a). La Fig. R17.4.5.1(a) muestra A_{Nao} el desarrollo de la ecuación (17.4.5.1c). A_{Nao} es el área de influencia proyectada para la resistencia de adherencia de un anclaje individual. La Fig. R17.4.5.1(b) muestra un ejemplo del área de influencia proyectada para un grupo de anclajes. Debido a que en este caso, A_{Na} es el área de influencia proyectada para un grupo de anclajes, y A_{Nao} es el área de influencia proyectada de un anclaje individual, no hay necesidad de incluir n , el número de anclajes, en la ecuación (17.4.5.1b). Si los anclajes en un grupo (anclajes cargados por una platina de base común o un aditamento común) están dispuestos de tal manera que las áreas de influencia proyectadas de los anclajes individuales se superponen, el valor de A_{Na} es menor que nA_{Nao} .

La resistencia a la tracción de anclajes adheridos colocados muy cerca unos de otros con resistencias bajas de adherencia puede exceder significativamente el valor dado por la ecuación (17.4.5.1b). En la literatura (Eligehausen et al. 2006a) se presenta un factor de corrección para este fin, pero por simplicidad, este factor no se incluye en el Reglamento.

REGLAMENTO

COMENTARIO

Fig. R17.4.5.1 — Cálculo de las áreas de influencia A_{Nao} y A_{Na}

17.4.5.2 La resistencia básica de adherencia en tracción para un anclaje individual en concreto fisurado, N_{ba} , no debe exceder:

$$N_{ba} = \lambda_a \tau_{cr} \pi d_a h_{ef} \quad (17.4.5.2)$$

El esfuerzo característico de adherencia, τ_{cr} , debe tomarse como el percentil de 5 por ciento de los resultados de ensayos realizados y evaluados según ACI 355.4.

Cuando el análisis indique que el concreto estará fisurado al nivel de cargas de servicio, los anclajes adheridos deben calificarse para uso en concreto fisurado según ACI 355.4.

Para anclajes adheridos localizados en regiones de un miembro de concreto donde el análisis indique que no hay fisuración al nivel de cargas de servicio, se permite utilizar

R17.4.5.2 La ecuación para la resistencia básica a la adherencia de anclajes adheridos dada en la ecuación (17.4.5.2) corresponde a un modelo de esfuerzos de adherencia uniformes que ha demostrado producir las mejores predicciones de resistencia a la adherencia de anclajes adheridos a través de estudios numéricos y comparaciones con diferentes modelos contenidos en una base de datos internacional de resultados experimentales.(Cook et al. 1998) La resistencia básica a la adherencia de anclajes adheridos es válida para fallas que ocurren entre el concreto y el adhesivo y entre el adhesivo y el anclaje.

Los esfuerzos de adherencia característicos deben basarse en ensayos realizados de acuerdo con ACI 355.4 y deben representar la combinación particular de condiciones de instalación y uso esperadas en construcción y durante la vida de servicio del anclaje. En aquellos casos en los cuales al

REGLAMENTO

τ_{uncr} en vez de τ_{cr} en la ecuación (17.4.5.2) y debe tomarse como el percentil de 5 por ciento de los resultados de ensayos realizados y evaluados de acuerdo con ACI 355.4.

Se puede utilizar el valor mínimo del esfuerzo de adherencia característico de los datos en la Tabla 17.4.5.2, siempre y cuando se cumpla con (a) hasta (e):

- Los anclajes cumplen los requisitos de ACI 355.4.
- Los anclajes se instalan en perforaciones taladradas con un taladro rotatorio de impacto o un taladro para rocas.
- El concreto en el momento de la instalación del anclaje tiene una resistencia mínima de 2500 lb./pulg.².
- El concreto en el momento de la instalación del anclaje tiene al menos 21 días de edad.
- La temperatura del concreto en el momento de la instalación del anclaje es al menos 50 °F.

Tabla 17.4.5.2 — Esfuerzo de adherencia característico mínimo⁽¹⁾⁽²⁾

Ambiente de instalación y servicio	Contenido de humedad del concreto en el momento de la instalación del anclaje	Temperatura pico del concreto en servicio, °F	τ_{cr} , lb./pulg. ²	τ_{uncr} , lb./pulg. ²
Exterior	Seco a totalmente saturado	175	200	650
Interior	Seco	110	300	1000

(1) Cuando el diseño del anclaje incluye cargas de tracción permanente, multiplique los valores de τ_{cr} y τ_{uncr} por 0.4.

(2) Cuando el diseño del anclaje incluye fuerzas sísmicas para estructuras asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico D, E, y F, multiplique los valores de τ_{cr} por 0.8 y los valores de τ_{uncr} por 0.4.

COMENTARIO

diseñar no se dispone de información específica del producto, la Tabla 17.4.5.2 provee unos valores predeterminados de frontera inferior. Los valores de los esfuerzos de adherencia característicos dados en la Tabla 17.4.5.2 son los valores mínimos permitidos para sistemas de anclajes adheridos calificados de acuerdo con ACI 355.4 para las condiciones de instalación y uso tabulados. El uso de estos valores se restringe a las combinaciones de condiciones específicas listadas. Valores para otras combinaciones de condiciones de instalación o uso no se deben inferir de esta información. Cuando se presenten simultáneamente cargas permanentes y efectos sísmicos los factores dados en las notas de pie de la Tabla 17.4.5.2 deben multiplicarse entre sí. Los valores dados en la tabla suponen una edad mínima del concreto de 21 días y una resistencia mínima a la compresión del concreto de 2500 lb./pulg.². Véase R17.1.2.

Los términos “interior” y “exterior” utilizados en la Tabla 17.4.5.2 hacen referencia a un conjunto específico de ambientes de instalación y servicio. Las condiciones de “interior” representan anclajes instalados en concreto seco con un taladro rotatorio de impacto o un taladro de roca y sometidos a variaciones menores de temperatura durante su vida útil. Las condiciones de “exterior” se suponen que ocurren cuando en el momento de la instalación el concreto está expuesto a la intemperie y puede, por lo tanto, estar húmedo. Los anclajes instalados en condiciones de “exterior” se supone que van a estar sometidos a variaciones mayores de temperatura como pueden ser las asociadas con congelamiento y deshielo o temperaturas elevadas como consecuencia de estar expuestos directamente al sol. Aunque la caracterización de interior/exterior es útil en muchas aplicaciones, pueden presentarse situaciones en las cuales una interpretación al pie de la letra puede no ser apropiada. Por ejemplo, anclajes instalados antes de que la fachada del edificio se haya terminado puede implicar que se taladra el concreto cuando está saturado. En este caso, la condición de exterior de la Tabla 17.4.5.2 aplica para determinar el esfuerzo característico de adherencia, aún si las condiciones de servicio van a ser de interior. Los taladros de impacto y rotación y los taladros de roca producen geometrías irregulares de la perforación, las cuales en general son favorables para la adherencia. La instalación de anclajes adheridos en perforaciones hechas con un taladro de núcleos puede conducir a valores sustancialmente menores del esfuerzo característico de adherencia. Debido a que este efecto depende de forma importante de las características particulares del producto utilizado, los anclajes adheridos instalados en perforaciones hechas con taladros de núcleos deben cumplir con los esfuerzos característicos de adherencia establecidos por medio de ensayos realizados de acuerdo con ACI 355.4 para el producto en particular.

El esfuerzo característico de adherencia asociado con un sistema específico de anclaje adherido depende de varios parámetros. Por esta razón, debe tenerse el cuidado de incluir todos los parámetros relevantes para determinar el valor del esfuerzo característico de adherencia a utilizar en diseño. Estos parámetros incluyen, pero no se limitan, a:

REGLAMENTO**COMENTARIO**

- (a) Tipo y duración de las cargas — La resistencia a la adherencia se reduce para cargas permanentes de tracción.
- (b) Fisuración del concreto — La adherencia es mayor en concreto no fisurado.
- (c) Tamaño del anclaje — La adherencia es generalmente inversamente proporcional al diámetro del anclaje.
- (d) Procedimiento de taladrado — La adherencia es generalmente menor en perforaciones hechas con un taladro de núcleos.
- (e) Grado de saturación del concreto en el momento del taladrado e instalación del anclaje — La adherencia puede reducirse en concreto saturado.
- (f) Temperatura del concreto en el momento de la instalación — La instalación de anclajes en condiciones de clima frío puede conducir a un curado más lento del adhesivo y como consecuencia una menor adherencia.
- (g) Edad del concreto en el momento de la instalación — La instalación del anclaje en un concreto joven puede reducir la adherencia (véase R17.1.2).
- (h) Temperatura máxima durante la vida útil del anclaje — Bajo condiciones específicas (por ejemplo anclajes expuestos directamente a la luz del sol) las temperaturas elevadas del concreto pueden reducir la adherencia.
- (i) Exposición a químicos — Anclajes utilizados en instalaciones industriales pueden estar expuestos a niveles apreciables de contaminantes que a su vez pueden reducir la adherencia con el tiempo.

Anclajes ensayados y calificados de acuerdo con ACI 355.4 en algunos casos pueden no calificar para todas las condiciones de instalación y ambientes de servicio descritos en la Tabla 17.4.5.2. Por lo tanto, aunque se utilicen los valores mínimos dados en la Tabla 17.4.5.2 en el diseño, las condiciones de instalación y servicio deben especificarse de acuerdo con 17.8.2.1 y solo anclajes que sean calificados bajo ACI 355.4 para las condiciones de instalación y servicio correspondientes al esfuerzo característico de adherencia tomado de la Tabla 17.4.5.2 pueden especificarse.

Los valores del esfuerzo característico de adherencia asociados con sistemas calificados de anclajes adheridos para unas condiciones específicas de instalación y servicio pueden exceder sustancialmente los valores mínimos indicados en la Tabla 17.4.5.2. Por ejemplo, anclajes de 1/2 a 3/4 pulg. de diámetro instalados en concreto seco utilizando taladros de impacto en usos limitados a interiores en concreto no fisurado pueden llegar a valores del esfuerzo característico de adherencia, τ_{uncr} en el intervalo de 2000 a 2500 lb./pulg.².

17.4.5.3 El factor de modificación para grupos de anclajes adheridos cargados excéntricamente en tracción, $\psi_{ec,Na}$, debe calcularse por medio de:

$$\psi_{ec,Na} = \frac{1}{\left(1 + \frac{e'_N}{c_{Na}}\right)} \quad (17.4.5.3)$$

R17.4.5.3 Referirse a R17.4.2.4.

REGLAMENTO

COMENTARIO

pero $\psi_{ec,Na}$ no debe tomarse mayor que la unidad (1.0).

Si la carga en un grupo de anclajes adheridos es tal que solo una parte de los anclajes adheridos está en tracción, solo los anclajes que están en tracción deben considerarse para determinar la excentricidad e'_N a utilizar en la ecuación (17.4.5.3) y para los cálculos de N_{ag} de acuerdo con la ecuación (17.4.5.1b).

En caso que existan cargas excéntricas con respecto a dos ejes ortogonales, el factor de modificación, $\psi_{ec,Na}$, debe calcularse para cada eje individualmente y el producto de estos factores usarse como $\psi_{ec,Na}$ en la Ec. (17.4.5.1b).

17.4.5.4 El factor de modificación para efectos de borde en anclajes adheridos individuales en tracción o grupos de anclajes adheridos en tracción, $\psi_{ed,Na}$, debe calcularse así,

si $c_{a,min} \geq c_{Na}$ entonces

$$\psi_{ed,Na} = 1.0 \quad (17.4.5.4a)$$

si $c_{a,min} < c_{Na}$ entonces

$$\psi_{ed,Na} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a,min}}{c_{Na}} \quad (17.4.5.4b)$$

17.4.5.5 El factor de modificación para anclajes adheridos diseñados para concreto no fisurado de acuerdo con 17.4.5.2 y sin refuerzo suplementario para controlar el hendimiento, $\psi_{cp,Na}$, debe calcularse así,

si $c_{a,min} \geq c_{ac}$ entonces

$$\psi_{cp,Na} = 1.0 \quad (17.4.5.5a)$$

si $c_{a,min} < c_{ac}$ entonces

$$\psi_{cp,Na} = \frac{c_{a,min}}{c_{ac}} \quad (17.4.5.5b)$$

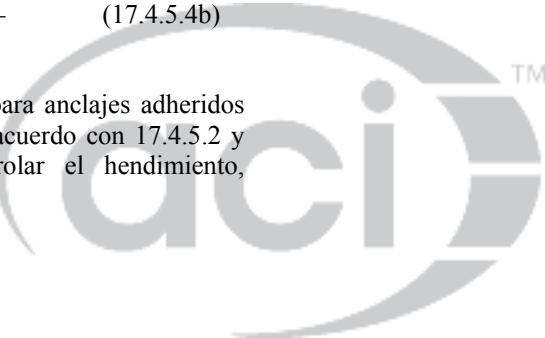
pero $\psi_{cp,Na}$ determinado de la ecuación (17.4.5.5b) no debe tomarse menor que c_{Na}/c_{ac} , donde la distancia crítica a los bordes, c_{ac} , se define en 17.7.6. Para todos los otros casos $\psi_{cp,Na}$ debe tomarse como la unidad (1.0).

17.5 — Requisitos de diseño para solicitudes a cortante

17.5.1 Resistencia del acero del anclaje sometido a cortante

17.5.1.1 La resistencia nominal de un anclaje a cortante cuando está controlada por el acero, V_{sa} , debe ser evaluada por cálculo con base en las propiedades del material del anclaje y las

R17.4.5.4 Si los anclajes están localizados cerca de un borde, su resistencia se reduce adicionalmente con respecto a la indicada por el parámetro A_{Na}/A_{Nao} . Si el menor recubrimiento lateral es mayor o igual a c_{Na} no hay reducción ($\psi_{ed,Na} = 1$). Si el recubrimiento es menor que c_{Na} , el factor $\psi_{ed,Na}$ tiene en cuenta el efecto de borde (Fuchs et al. 1995; Eligehausen et al. 2006a).



R17.5 — Requisitos de diseño para solicitudes a cortante

R17.5.1 Resistencia del acero del anclaje sometido a cortante

R17.5.1.1 La fuerza cortante aplicada a cada anclaje en un grupo puede variar dependiendo de las suposiciones que se hagan de la superficie de arrancamiento y la redistribución de las cargas (véase R17.5.2.1).

REGLAMENTO

dimensiones físicas del anclaje. Cuando la resistencia al arrancamiento del concreto es uno de los modos potenciales de falla, la resistencia requerida del acero en cortante debe ser consistente con la superficie de falla de arrancamiento supuesta.

17.5.1.2 La resistencia nominal de un anclaje en cortante, V_{sa} , no debe exceder lo establecido de (a) hasta (c):

- (a) Para pernos con cabeza preinstalados

$$V_{sa} = A_{se,V} f_{uta} \quad (17.5.1.2a)$$

donde $A_{se,V}$ es el área transversal efectiva de un anclaje individual a cortante, pulg.², y f_{uta} no debe tomarse mayor que el menor entre $1.9f_{ya}$ y 125,000 lb./pulg.².

(b) Para anclajes preinstalados de tornillo con cabeza o con gancho y para anclajes postinstalados donde las camisas no se extienden a través del plano de cortante

$$V_{sa} = 0.6A_{se,V} f_{uta} \quad (17.5.1.2b)$$

donde $A_{se,V}$ es el área transversal efectiva del anclaje a cortante, pulg.², y f_{uta} no debe tomarse mayor que el menor entre $1.9f_{ya}$ y 125,000 lb./pulg.².

(c) Para anclajes postinstalados donde las camisas se extienden a través del plano de cortante, V_{sa} debe basarse en los resultados de los ensayos realizados y evaluados de acuerdo con el ACI 355.2.

De manera alternativa, se puede usar la ecuación (17.5.1.2b).

17

17.5.1.3 Cuando los anclajes se usan con platinas de apoyo inyectadas con mortero, las resistencias nominales de 17.5.1.2 deben multiplicarse por un factor igual a 0.80.

17.5.2 Resistencia al arrancamiento del concreto de anclajes a cortante

17.5.2.1 La resistencia nominal al arrancamiento del concreto por cortante, V_{cb} en un anclaje individual o V_{cgb} de un grupo de anclajes no debe exceder:

- (a) Para una fuerza cortante perpendicular al borde sobre un anclaje individual:

$$V_{cb} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \Psi_{ed,V} \Psi_{c,V} \Psi_{h,V} V_b \quad (17.5.2.1a)$$

- (b) Para una fuerza cortante perpendicular al borde sobre un grupo de anclajes:

COMENTARIO

R17.5.1.2 La resistencia nominal al cortante de los anclajes queda mejor representada como una función de f_{uta} en vez de f_{ya} dado que la mayoría de los materiales para anclajes no exhiben un punto de fluencia bien definido. Los pernos soldados desarrollan una mayor resistencia a cortante del acero que los anclajes con cabeza debido a la fijación proporcionada por la soldadura entre los pernos y la placa base. El uso de las ecuaciones (17.5.1.2a) y (17.5.1.2b) con los factores de carga de 5.3, y los factores ϕ de 17.3.3 dan resistencias de diseño consistentes con ANSI/AISC 360.

El límite de $1.9f_{ya}$ para f_{uta} es para asegurar que, bajo condiciones de cargas de servicio, el esfuerzo en el anclaje no exceda f_{ya} . El límite de f_{uta} de $1.9f_{ya}$ fue determinado convirtiendo las disposiciones LRFD a las correspondientes condiciones de cargas de servicio, como se discute en R17.4.1.2.

Para anclajes postinstalados que tengan una reducción del área de su sección en cualquier punto de la longitud del anclaje, el área de la sección transversal efectiva del anclaje debe ser suministrada por el fabricante. Para barras roscadas y tornillos con cabeza, ANSI/ASME B1.1 (2003) define $A_{se,V}$ como:

$$A_{se,V} = \frac{\pi}{4} \left(d_a - \frac{0.9743}{n_t} \right)^2$$

donde n_t es el número de hilos por pulg. de roscado.

R17.5.2 Resistencia al arrancamiento del concreto de anclajes a cortante

R17.5.2.1 Las ecuaciones para la resistencia al cortante fueron desarrolladas con el método DCC (véase R17.3.2). Ellas suponen un ángulo del cono de arrancamiento de aproximadamente 35 grados (véase la Fig. R17.3.2b) y tienen en cuenta la teoría de mecánica de fractura. El efecto en anclajes múltiples, espaciamiento de anclajes, distancia al borde, y espesor del elemento de concreto sobre la resistencia nominal al arrancamiento del concreto debido al cortante sobre el anclaje se incluyen al aplicar el factor de reducción A_{Vc}/A_{Vco} en las ecuaciones (17.5.2.1a) y (17.5.2.1b), y $\Psi_{ec,V}$ en la ecuación (17.5.2.1b). Para anclajes alejados del borde, 17.5.2 en general no es determinante. Esos casos, generalmente son gobernados por 17.5.1 y 17.5.3.

La Fig. R17.5.2.1a muestra A_{Vco} y el desarrollo de la ecuación (17.5.2.1c). A_{Vco} es la máxima área proyectada para

REGLAMENTO

$$V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \Psi_{ec,V} \Psi_{ed,V} \Psi_{c,V} \Psi_{h,V} V_b \quad (17.5.2.1b)$$

(c) Para una fuerza cortante paralela a un borde, se permite que V_{cb} o V_{cbg} sea el doble del valor de la fuerza cortante determinada por las ecuaciones (17.5.2.1a) o (17.5.2.1b), respectivamente, suponiendo que la fuerza cortante actúa perpendicular al borde con $\Psi_{ed,V}$ tomado igual a la unidad (1.0).

(d) Para anclajes ubicados en una esquina, la resistencia nominal límite al arrancamiento del concreto debe ser determinada para cada borde, y debe usarse el valor mínimo.

Los factores $\Psi_{ec,V}$, $\Psi_{ed,V}$, $\Psi_{c,V}$ y $\Psi_{h,V}$ se encuentran definidos en 17.5.2.5, 17.5.2.6, 17.5.2.7 y 17.5.2.8, respectivamente. V_b es el valor de la resistencia básica al arrancamiento del concreto por cortante para un solo anclaje. A_{Vc} es el área proyectada de la superficie de falla sobre un lado del elemento de concreto en su borde, para un anclaje individual o para un grupo de anclajes. Se puede evaluar A_{Vc} como la base de medio tronco de pirámide proyectada a la cara lateral del elemento donde la parte superior de la media pirámide está definida por el eje de la fila de anclajes seleccionada como crítica. El valor de c_{a1} debe tomarse como la distancia desde el borde hasta dicho eje. A_{Vc} no debe exceder nA_{Vco} , donde n es el número de anclajes del grupo.

A_{Vco} es el área proyectada para un anclaje individual en un elemento alto con una distancia al borde igual o mayor que $1.5c_{a1}$ en dirección perpendicular a la fuerza cortante. Se permite evaluar A_{Vco} como la base de una media pirámide con una longitud lateral paralela al borde de $3c_{a1}$ y una profundidad de $1.5c_{a1}$:

$$A_{Vco} = 4.5(c_{a1})^2 \quad (17.5.2.1c)$$

Cuando los anclajes se encuentran ubicados a distintas distancias del borde y los anclajes están soldados al aditamento de manera que distribuya la fuerza a todos los anclajes, se puede evaluar la resistencia basándose en la distancia desde el borde hasta la fila de anclajes más alejada. En este caso, se puede basar el valor c_{a1} en la distancia desde el borde al eje de la fila de anclajes más alejada que fue seleccionada como crítica, y se debe suponer que toda la fuerza cortante será resistida sólo por esta fila crítica de anclajes.

COMENTARIO

un solo anclaje que se aproxima al área superficial del prisma o cono completo de arrancamiento de un anclaje no afectado por la distancia al borde, el espaciamiento o la profundidad del elemento. La Fig. R17.5.2.1b muestra ejemplos de áreas proyectadas para varias disposiciones de anclajes únicos y múltiples. A_{Vc} se aproxima al área total de la superficie del cono de arrancamiento para la disposición particular de los anclajes. Debido a que A_{Vc} es el área total proyectada para un grupo de anclajes, y A_{Vco} es el área para un solo anclaje, no existe necesidad de incluir el número de anclajes en la ecuación.

Tal como se muestra en los ejemplos de la Fig. R17.5.2.1b para grupos compuestos por dos anclajes sometidos a cortante, al usar la ecuación (17.5.2.1b) para casos donde el espaciamiento de los anclajes s es mayor que la distancia al borde más cercano $c_{a1,1}$, las dos suposiciones para la distribución de carga ilustradas en los Casos 1 y 2 deben considerarse. Esto se debe a que los anclajes más cercanos al borde libre pueden fallar primero o todo el grupo podría fallar como una unidad con la superficie de falla originada en los anclajes más alejados del borde. Para el Caso 1, la resistencia a cortante del acero es suministrada por ambos anclajes. Para el Caso 2, la resistencia a cortante del acero es suministrada totalmente por el anclaje más alejado del borde. No se considera contribución alguna del anclaje más cercano del borde. Además, es prudente verificar el anclaje más cercano al borde para arrancamiento del concreto bajo cargas de servicio para inhibir una fisuración poco deseable bajo condiciones de servicio. Si el espaciamiento s entre anclajes es menor que la distancia al borde del anclaje más cercano a éste, las superficies de falla pueden unirse (Eligehausen et al. 2006b) y el Caso 3 de la Fig. R17.5.2.1b puede adoptarse como un procedimiento conservador en este caso.

Si los anclajes están soldados a una platina común (independientemente del espaciamiento entre anclajes s), cuando el anclaje más cercano al borde frontal comience a formar un cono de falla, la fuerza cortante se transferirá al anclaje trasero más rígido y fuerte. Por esta razón, únicamente hay que considerar el Caso 2, lo cual es consistente con la Sección 6.5.5 del *PCI Design Handbook* (PCI MNL-120-10). Para la determinación de la resistencia a cortante del acero es conservador tener solamente en cuenta el anclaje más alejado del borde. No obstante, para anclajes que tengan una relación $s/c_{a1,1}$ menor de 0.6, tanto los anclajes del frente como los de atrás deben suponerse resistiendo cortante (Anderson and Meinheit 2007). Para relaciones $s/c_{a1,1}$ mayores que la unidad, es aconsejable verificar el arrancamiento del concreto para el anclaje más cercano al borde para evitar una fisuración no deseada bajo condiciones de servicio.

En Primavera et al. (1997) se presenta una discusión sobre el diseño de anclajes múltiples.

Para el caso de anclajes cercanos a una esquina sometidos a fuerzas cortantes con componentes normales a cada borde, una solución satisfactoria es verificar en forma independiente la conexión para cada componente de la fuerza cortante. Otros casos especiales, como la resistencia a cortante de un grupo de



REGLAMENTO

COMENTARIO

anclajes donde todos los anclajes no tienen la misma distancia al borde, están tratados en Eligehausen et al. (2006a).

Los requisitos detallados de 17.5.2.1(a) se aplican al caso de una fuerza cortante dirigida hacia un borde. Cuando la fuerza cortante está dirigida alejándose del borde, la resistencia generalmente está dominada por 17.5.1 ó 17.5.3.

El caso de una fuerza cortante paralela al borde se muestra en la Fig. R17.5.2.1c. La fuerza cortante máxima que puede ser aplicada en dirección paralela al borde, V_{\parallel} , cuando está dominada por arrancamiento del cortante, es el doble de la máxima fuerza cortante perpendicular al borde, V_{\perp} . Puede ocurrir un caso especial con la fuerza cortante paralela al borde próximo a una esquina. En el ejemplo de un solo anclaje cerca de una esquina (Véase Fig. R17.5.2.1d), las disposiciones para cortante en la dirección de la carga deben ser verificadas, además de las disposiciones para cortante en la dirección paralela al borde.

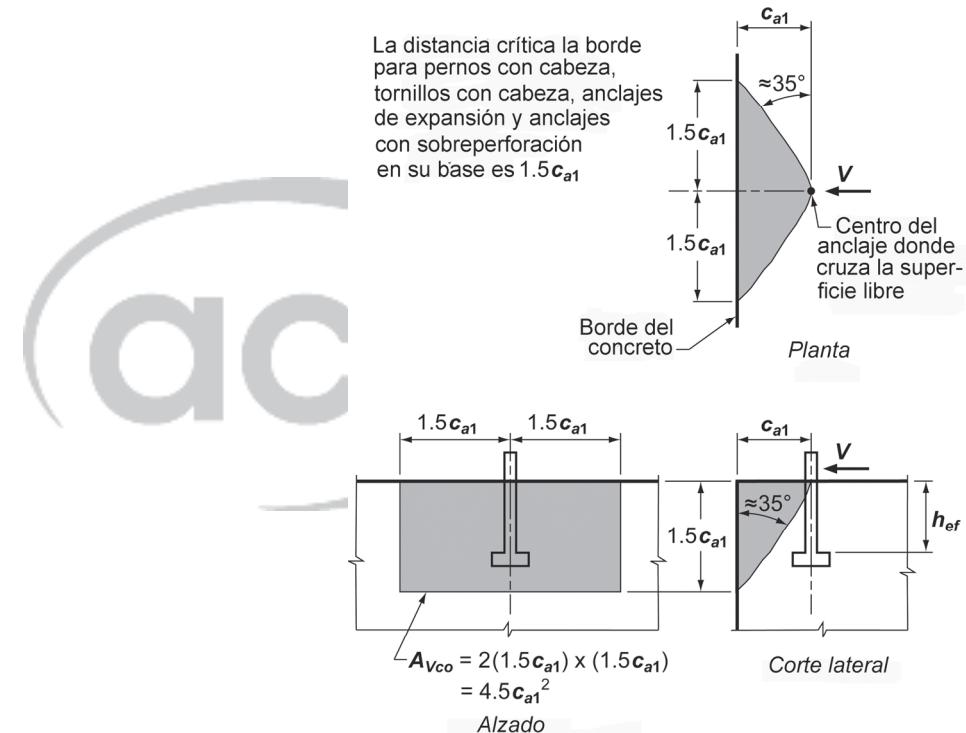
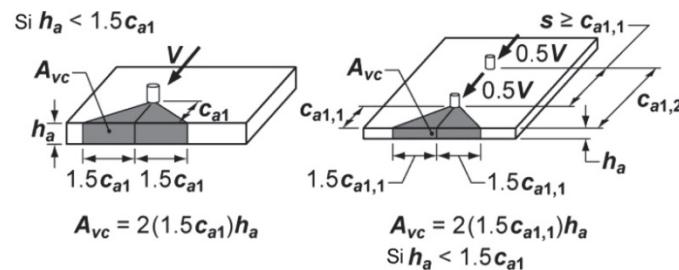
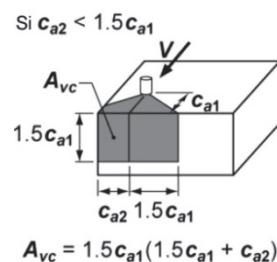


Fig. R17.5.2.1a — Cálculo de A_{Vco}

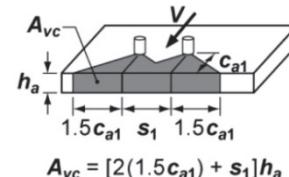


REGLAMENTO

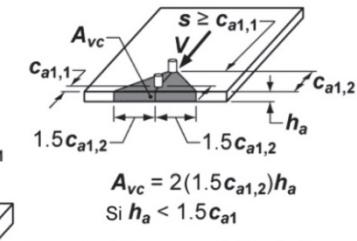
COMENTARIO



Si $h_a < 1.5c_{a1}$ y $s_1 < 3c_{a1}$

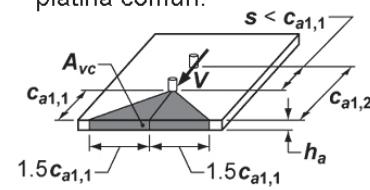


Caso 1: Una suposición de la distribución de las fuerzas indica que la mitad de la fuerza cortante sería crítica en el frente del anclaje y el área proyectada. Para el cálculo del arranque del concreto c_{a1} se toma como $c_{a1,1}$.



Caso 2: Otra suposición de la distribución de las fuerzas indica que la totalidad de la fuerza cortante sería crítica en frente del anclaje y su área proyectada. Solo hay necesidad de considerar esta suposición cuando los anclajes están soldados a una placa común, independientemente de s . Para el cálculo de la resistencia al arranque del concreto, c_{a1} se toma como $c_{a1,2}$.

Nota: Para $s \geq c_{a1,1}$, tanto en el Caso 1 como el Caso 2, deben evaluarse para determinar cuál controla el diseño, exceptuando lo indicado para anclajes soldados a una placa común.



Caso 3: Cuando $s < c_{a1,1}$, se debe aplicar la totalidad de la fuerza cortante V al anclaje del frente. Este caso no aplica para anclajes soldados a una placa común. Para el cálculo de la resistencia al arranque c_{a1} se toma como $c_{a1,1}$.

Fig. R17.5.2.1b — Cálculo de A_{vc} para anclajes individuales y grupos de anclajes

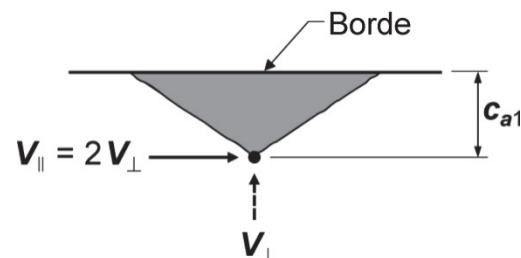


Fig. R17.5.2.1c — Fuerza cortante paralela a un borde

REGLAMENTO

COMENTARIO

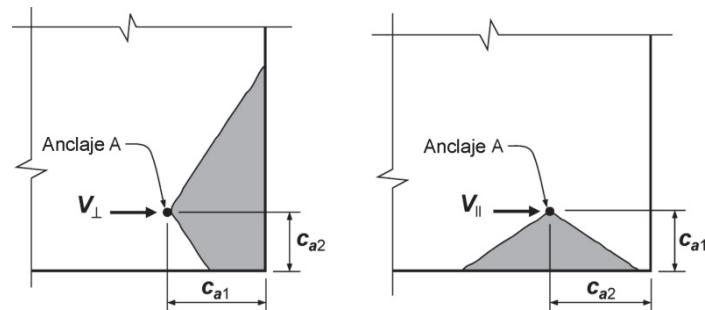


Fig. R17.5.2.1d — Fuerza cortante cerca de una esquina

17.5.2.2 La resistencia básica al arrancamiento por cortante del concreto de un anclaje individual en concreto fisurado, V_b , debe ser la menor de (a) o (b):

$$(a) V_b = \left[7 \left(\frac{\ell_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \right] \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5} \quad (17.5.2.2a)$$

donde ℓ_e es la longitud de apoyo de carga del anclaje en cortante:

$\ell_e = h_{ef}$ para anclajes de rigidez constante en toda la longitud de la sección embebida, tal como anclajes con cabeza y anclajes postinstalados con una camisa tubular en toda la longitud de embebido;

$\ell_e = 2d_a$ para anclajes de expansión de torque controlado con una camisa distanciadora separada de la camisa de expansión, y $\ell_e \leq 8d_a$ en todos los casos.

$$(b) V_b = 9\lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5} \quad (17.5.2.2b)$$

17.5.2.3 Para los pernos preinstalados con cabeza, tornillos con cabeza o con gancho, que están soldados en forma continua a aditamentos de acero, con un espesor mínimo igual al mayor entre 3/8 de pulg. y a la mitad del diámetro del anclaje, la resistencia básica al arrancamiento del concreto en cortante de un solo anclaje en concreto fisurado, V_b no debe exceder el menor valor obtenido de las ecuaciones (17.5.2.2b) y (17.5.2.3):

$$V_b = \left[8 \left(\frac{\ell_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \right] \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5} \quad (17.5.2.3)$$

donde ℓ_e se define en 17.5.2.2 y siempre que:

- (a) Para un grupo de anclajes, la resistencia sea determinada con base en la resistencia de la fila de anclajes más alejada del borde;
- (b) El espacioamiento s de los anclajes no sea menos de 2.5 pulg.
- (c) Se coloque refuerzo suplementario en las esquinas si $c_{a2} \leq 1.5h_{ef}$.

R17.5.2.2 Al igual que la capacidad de arrancamiento por tracción, la capacidad de arrancamiento por cortante no aumenta con la superficie de falla, que es proporcional a $(c_{a1})^2$. En cambio, la resistencia aumenta proporcionalmente a $(c_{a1})^{1.5}$ debido a un efecto de tamaño. La resistencia también se ve influenciada por la rigidez y diámetro del anclaje (Fuchs et al. 1995; Eligehausen and Balogh 1995; Eligehausen et al. 1987/1988; Eligehausen et al. 2006b). La influencia de la rigidez y diámetro del anclaje no es aparente en anclajes de diámetro grande (Lee et al. 2010) resultando en una limitación de la resistencia a cortante por arrancamiento del concreto dada por la ecuación (17.5.2.2b).

La constante, 7 en la ecuación de la resistencia a cortante fue determinada a partir de los ensayos descritos en Fuchs et al. (1995), con el percentil del 5 por ciento ajustado para fisuración.

R17.5.2.3 Para el caso especial de tornillos con cabeza preinstalados, continuamente soldados a un aditamento, los resultados de ensayos (Shaikh and Yi 1985) muestran que de alguna forma existe una mayor resistencia a cortante, posiblemente debido a la conexión rígida de soldadura que sujeta el perno de manera más efectiva que un aditamento con una separación. Debido a esto, el valor básico a cortante para esos anclajes se aumenta, pero el límite superior de la ecuación (17.5.2.2b) se mantiene debido a la ausencia de ensayos con anclajes de diámetro grande soldados a aditamentos de acero que justifiquen un valor mayor que el obtenido a través de la ecuación (17.5.2.2b). El diseño de refuerzos suplementarios se discute en CEB (1997), Eligehausen et al. (1997/1998), and Eligehausen and Fuchs (1988).

REGLAMENTO

17.5.2.4 Cuando los anclajes están localizados en secciones angostas de espesor limitado de tal manera que tanto la distancia al borde c_{a2} como el espesor h_a sean menores que $1.5c_{a1}$ el valor de c_{a1} empleado para determinar A_{Vc} de acuerdo con 17.5.2.1 y en las ecuaciones en 17.5.2.1 a 17.5.2.8 no debe exceder al mayor de:

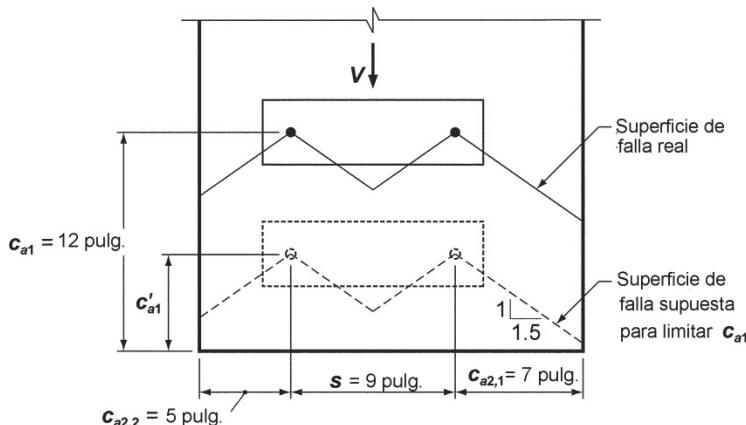
- (a) $c_{a2}/1.5$, donde c_{a2} es la mayor distancia al borde.
- (b) $h_a/1.5$.
- (c) $s/3$, donde s es el máximo espaciamiento entre anclajes de un grupo, medido en la dirección perpendicular a la dirección del cortante.

COMENTARIO

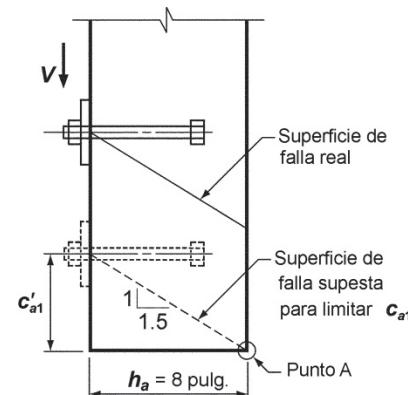
R17.5.2.4 Para el caso de anclajes localizados en secciones angostas de espesor limitado donde las distancias al borde perpendiculares a la dirección de la carga y el espesor del miembro son menores a $1.5c_{a1}$, la resistencia al arrancamiento por cortante calculada con base al Método DCC (véase R17.3.2) conduce a resultados extremadamente conservadores. Estos casos especiales fueron estudiados para el Método Kappa (Eligehausen and Fuchs 1988) y el problema fue señalado por Lutz (1995). De manera similar a las aproximaciones usadas para el arrancamiento del concreto por tracción en 17.4.2.3, la resistencia al arrancamiento del concreto a cortante es evaluada de una manera más precisa si el valor de c_{a1} a usarse en las ecuaciones en 17.5.2.1 a 17.5.2.8 y el cálculo de A_{Vc} se limita a un máximo de dos tercios de la mayor de las dos distancias a los bordes perpendiculares a la dirección del cortante, dos tercios del ancho del miembro, y un tercio del espaciamiento máximo entre los anclajes dentro del grupo, medido perpendicularmente a la dirección del cortante. El límite para c_{a1} de un tercio del espaciamiento máximo entre los anclajes dentro del grupo evita que se utilice una resistencia calculada con base en prismas de arrancamiento individual para una configuración de anclajes en grupo.

Este enfoque se ilustra en la Fig. R17.5.2.4. En este ejemplo, el valor límite de c_{a1} se denota como c'_{a1} y es utilizado en el cálculo de A_{Vc} , A_{Vco} , $\Psi_{ed,V}$ y $\Psi_{h,V}$, e igualmente para V_b (no se muestra). El requisito de 17.5.2.4 puede ser visualizado trasladando la superficie de arrancamiento real del concreto originada en c_{a1} hacia la superficie de concreto en la dirección de la carga de cortante aplicada. El valor de c_{a1} usado para calcular A_{Vc} y en las ecuaciones en 17.5.2.1 a 17.5.2.8 se determina cuando: (a) una frontera exterior de la superficie de falla primero interseca la superficie del concreto, o (b) la intersección de la superficie de arrancamiento de los anclajes dentro del grupo primero interseca la superficie del concreto. Para el ejemplo de la Fig. R17.5.2.4, el punto "A" señala la intersección de la superficie de falla supuesta para limitar c_{a1} con la superficie de concreto.

REGLAMENTO



COMENTARIO



1. El valor real de $c_{a1} = 12$ pulg.
2. Las dos distancias al borde c_{a2} igual que h_a son todas menores que $1.5c_{a1}$.
3. El valor limitante de c_{a1} (mostrado como c'_{a1} en la figura) para ser utilizado en el cálculo de A_{vc} y en las ecuaciones en 17.5.2.1 a 17.5.2.8 se determina como el mayor de:

$$c_{a2,\max}/1.5 = 7 \text{ pulg.}/1.5 = 4.67 \text{ pulg.}$$

$$h_a/1.5 = 8 \text{ pulg.}/1.5 = 5.33 \text{ pulg. (controla!)}$$

$$s/3 = 9 \text{ pulg.}/3 = 3 \text{ pulg.}$$

4. Para este caso, A_{vc} , A_{vco} , $\psi_{ed,V}$, y $\psi_{h,V}$ se determinan como sigue a continuación:

$$A_{vc} = (5 + 9 + 7)(1.5 \times 5.33) = 168 \text{ pulg.}^2$$

$$A_{vco} = 4.5(5.33)^2 = 128 \text{ pulg.}^2$$

$$\psi_{ed,V} = 0.7 + (0.3 \times 5)/5.33 = 0.98$$

$\psi_{h,V} = 1.0$ debido a que $c_{a1} = (h_a)/1.5$. El punto A muestra la intersección de la superficie de falla supuesta con la superficie del concreto que establece el valor limitante de c_{a1} .

Fig. R17.5.2.4 — Ejemplo de cortante donde los anclajes están localizados en miembros angostos de espesor limitado

17.5.2.5 El factor de modificación para grupos de anclajes cargados excéntricamente, $\psi_{ec,V}$, debe calcularse como

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2e'_V}{3c_{a1}}\right)} \quad (17.5.2.5)$$

pero $\psi_{ec,V}$ no debe tomarse mayor que la unidad (1.0).

Si la carga en un grupo de anclajes es tal que solo algunos anclajes se encuentran cargados en corte en la misma dirección, solo los anclajes que están cargados en corte en la misma dirección pueden ser considerados al determinar la excentricidad e'_V para ser usada en la ecuación (17.5.2.5) y para calcular V_{cbg} en la ecuación (17.5.2.1b).

R17.5.2.5 Esta sección presenta un factor de modificación para la fuerza cortante excéntrica dirigida hacia un borde en un grupo de anclajes. Si la fuerza cortante se origina por encima del plano de la superficie de concreto, el cortante debe ser primero resuelto como un cortante en el plano de la superficie de concreto, con un momento que puede o no causar tracción en los anclajes, dependiendo de la fuerza normal. La Fig. R17.5.2.5 define el término e'_V para calcular el factor de modificación $\psi_{ec,V}$ que tiene en cuenta el hecho de que se aplica una mayor fuerza cortante sobre un anclaje que en otros, tiendiendo a abrir el concreto cercano a un borde.

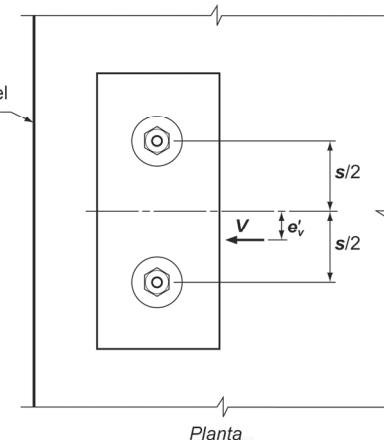
REGLAMENTO**COMENTARIO**

Fig. R17.5.2.5 — Definición de e'_v para un grupo de anclajes

17.5.2.6 — El factor de modificación para el efecto del borde para anclajes sencillos o grupos de anclajes cargados en cortante, $\Psi_{ed,V}$, debe calcularse como sigue, utilizando el menor valor de c_{a2} :

$$\Psi_{ed,V} = 1.0 \quad \text{si} \quad c_{a2} \geq 1.5c_{a1} \quad (17.5.2.6a)$$

$$\Psi_{ed,V} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a2}}{1.5c_{a1}} \quad \text{si} \quad c_{a2} < 1.5c_{a1} \quad (17.5.2.6b)$$

17.5.2.7 Para anclajes ubicados en una región de un elemento de concreto donde el análisis indica que no hay fisuración debido a cargas de servicio, se permite el siguiente factor de modificación:

$$\Psi_{c,V} = 1.4$$

Para anclajes ubicados en una región de un elemento de concreto, donde el análisis indica fisuración para niveles de cargas de servicio, se permiten los siguientes factores de modificación:

$\Psi_{c,V} = 1.0$ para anclajes en concreto fisurado sin refuerzo suplementario o con refuerzo de borde menor que una barra de diámetro No. 4,

$\Psi_{c,V} = 1.2$ para anclajes en concreto fisurado con refuerzo consistente en una barra de diámetro No. 4, o mayor, localizadas entre el anclaje y el borde,

$\Psi_{c,V} = 1.4$ para anclajes en concreto fisurado con refuerzo consistente en una barra de diámetro No. 4, o mayor, localizada entre el anclaje y el borde, y con el refuerzo confinado por estribos espaciados a no más de 4 pulg.

17.5.2.8 El factor de modificación para anclajes ubicados en un elemento de concreto, donde $h_a < 1.5c_{a1}$, $\Psi_{h,V}$ debe calcularse así:

R17.5.2.8 Para anclajes ubicados en un elemento de concreto donde $h_a < 1.5c_{a1}$, ensayos (CEB 1997; Eligehausen et al. 2006b) han demostrado que la resistencia al arrancamiento del concreto en cortante no es directamente proporcional al espesor del elemento h_a . El factor $\Psi_{h,V}$ tiene

REGLAMENTO

$$\psi_{h,V} = \sqrt{\frac{1.5c_{a1}}{h_a}} \quad (17.5.2.8)$$

pero $\psi_{h,V}$ no debe tomarse menor que la unidad (1.0).

17.5.2.9 Donde el refuerzo del anclaje se desarrolla de acuerdo con el Capítulo 25, a ambos lados de la superficie de ruptura, o encierra al anclaje y se desarrolla más allá de la superficie de ruptura, para determinar ϕV_n se permite usar la resistencia de diseño del refuerzo del anclaje en vez de la resistencia al arrancamiento del concreto. Se debe usar un factor de reducción de resistencia de 0.75 para el diseño del refuerzo del anclaje.

COMENTARIO

en cuenta este efecto.

R17.5.2.9 Para condiciones donde la fuerza de cortante mayorada excede a la resistencia al arrancamiento del concreto del anclaje o anclajes a cortante, o donde la resistencia al arrancamiento no es evaluada, la resistencia nominal puede ser aquella del refuerzo del anclaje anclado adecuadamente como lo señala la Fig. R17.5.2.9(a) y (b). Para asegurar la fluencia del refuerzo del anclaje, el refuerzo del anclaje que lo confina en la Fig. R17.5.2.9(a) debe estar en contacto con el anclaje y ubicado lo más cerca posible de la superficie de concreto. Las investigaciones (Eligehausen et al. 2006b) en que se basan las disposiciones para el confinamiento del refuerzo (véase Fig. R17.5.2.9(a)) se limitaron el refuerzo del anclaje con un diámetro máximo similar al de la barra No. 5. El doblez de mayor radio asociado con los diámetros de las barras más grandes puede reducir significativamente la efectividad del anclaje y por lo tanto, no se recomienda un refuerzo del anclaje con un diámetro mayor al No. 6.

El refuerzo también puede consistir en estribos y amarres (así como horquillas) confinando el refuerzo de borde embebido en el cono de arrancamiento y colocado lo más cerca posible de los anclajes (véase Fig. R17.5.2.9(b)). En general sólo los refuerzos separados a menos del menor entre $0.5c_{a1}$ y $0.3c_{a2}$ medidos desde la línea central del anclaje deben ser incluidos como refuerzo del anclaje. En este caso, el refuerzo del anclaje debe desarrollarse a ambos lados de la superficie de arrancamiento. Por razones de equilibrio, debe existir un refuerzo de borde. Las investigaciones en que se basan estas disposiciones se limitan al refuerzo del anclaje con un diámetro máximo similar al de la barra No. 6. Los modelos puntal-tensor pueden también utilizarse para diseñar el refuerzo del anclaje.

Debido a que el refuerzo del anclaje está ubicado por debajo de donde se aplica el cortante (véase Fig. R17.5.2.9(b)), la fuerza en el refuerzo del anclaje es mayor que la fuerza cortante. Al dimensionar el refuerzo del anclaje, se recomienda usar un factor de reducción de resistencia ϕ de 0.75 como el que se usa para cortante y en los modelos puntal-tensor. En la práctica, el refuerzo del anclaje en general se limita al uso con anclajes preinstalados.

REGLAMENTO

COMENTARIO

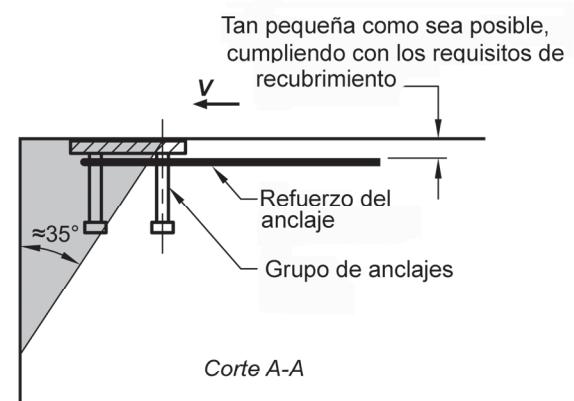
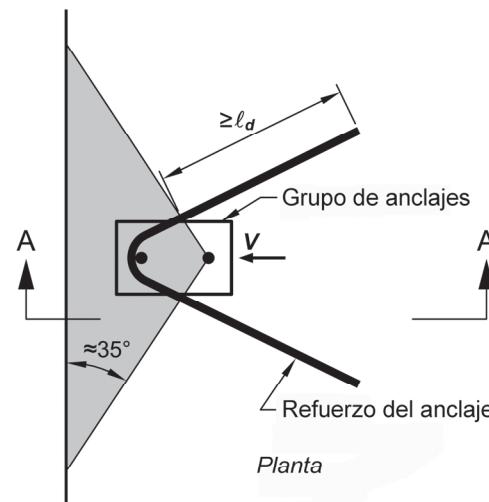
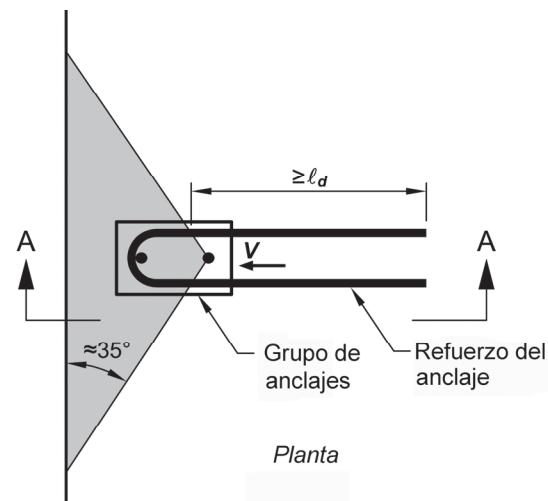


Fig. R17.5.2.9(a) — Refuerzo de anclaje para cortante en forma de horquilla

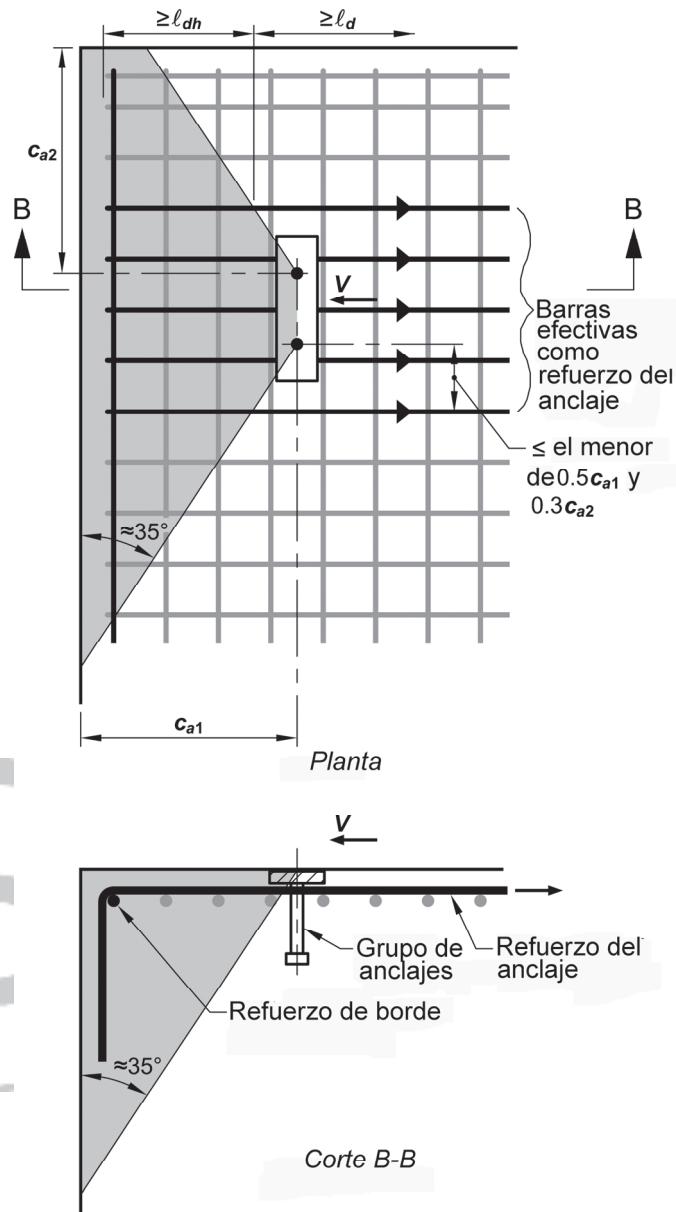
REGLAMENTO**COMENTARIO**

Fig. R17.5.2.9(b) — Refuerzo de anclaje y refuerzo de borde para cortante

17.5.3 Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje sometido a cortante

17.5.3.1 La resistencia nominal al desprendimiento por cabeceo del anclaje causado por cortante, para un anclaje individual V_{cp} o para un grupo de anclajes V_{cpg} no debe exceder:

(a) para un solo anclaje

$$V_{cp} = k_{cp} N_{cp} \quad (17.5.3.1a)$$

Para anclajes preinstalados de expansión y con sobreperforación en su base, N_{cp} debe tomarse como N_{cb}

R17.5.3 Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje sometido a cortante

R17.5.3.1 En la referencia Fuchs et al. (1995) se indica que la resistencia al desprendimiento por cabeceo del anclaje causado por cortante puede ser aproximada a una o dos veces la resistencia de tracción del anclaje con el valor menor adecuado de k_{ef} que sea menor que 2.5 pulg. Debido a que es posible que la resistencia de adherencia de anclajes adheridos sea menor que la resistencia al arrancamiento del concreto, es necesario considerar tanto 17.4.2.1 como 17.4.5.1 en la determinación de la resistencia al desprendimiento por cabeceo del anclaje.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

calculado por medio de la ecuación (17.4.2.1a) y para anclajes adheridos, N_{cp} debe ser el menor de N_a determinado por medio de la ecuación (17.4.5.1a) y N_{cb} determinado por medio de la ecuación (17.4.2.1a).

(b) Para un grupo de anclajes

$$V_{cpg} = k_{cp} N_{cpg} \quad (17.5.3.1b)$$

Para anclajes preinstalados de expansión y con sobreperforación en su base, N_{cpg} debe tomarse como N_{cbg} calculado por medio de la ecuación (17.4.2.1b) y para anclajes adheridos, N_{cpg} debe ser el menor de N_{ag} determinado por medio de la ecuación (17.4.5.1b) y N_{cbg} determinado por medio de la ecuación (17.4.2.1b).

En las ecuaciones (17.5.3.1a) y (17.5.3.1b), $k_{cp} = 1.0$ para

$h_{ef} < 2.5$ pulg. y $k_{cp} = 2.0$ para $h_{ef} > 2.5$ pulg.

17.6 — Interacción de las fuerzas de tracción y cortante

A menos que sea determinado de acuerdo con 17.3.1.3, los anclajes o grupo de anclajes que se encuentran sometidos tanto a cargas axiales como de cortante, deben ser diseñados para satisfacer las disposiciones de 17.6.1 a 17.6.3. Los valores de ϕN_n y ϕV_n deben ser las resistencias requeridas determinadas de acuerdo con 17.3.1.1 o de acuerdo con 17.2.3.

17.6.1 Si $V_{ua}/(\phi V_n) \leq 0.2$ para la resistencia que gobierna en cortante, entonces se permite usar la resistencia total en tracción: $\phi N_n \geq N_{ua}$.

17.6.2 Si $N_{ua}/(\phi N_n) \leq 0.2$ para la resistencia que gobierna en tracción, entonces se permite usar la resistencia total por cortante: $\phi V_n \geq V_{ua}$.

17.6.3 Si $V_{ua}/(\phi V_n) > 0.2$ para la resistencia que gobierna en cortante y $N_{ua}/(\phi N_n) > 0.2$ para la resistencia que gobierna en tracción, entonces:

$$\frac{N_{ua}}{\phi N_n} + \frac{V_{ua}}{\phi V_n} \leq 1.2 \quad (17.6.3)$$

R17.6 — Interacción de las fuerzas de tracción y cortante

Tradicionalmente, la interacción tracción-cortante se ha expresado como:

$$\left(\frac{N_{ua}}{N_n} \right)^{\zeta} + \left(\frac{V_{ua}}{V_n} \right)^{\zeta} \leq 1.0$$

donde ζ varía de 1 a 2. La presente recomendación trilineal es una simplificación de la expresión cuando $\zeta = 5/3$ (véase Fig. R17.6). Estos límites fueron escogidos para ahorrarse los cálculos de la interacción cuando la segunda fuerza es muy pequeña. Sin embargo para cumplir con 17.3.1.3, se puede emplear cualquier otra expresión de interacción que sea verificada por ensayos.

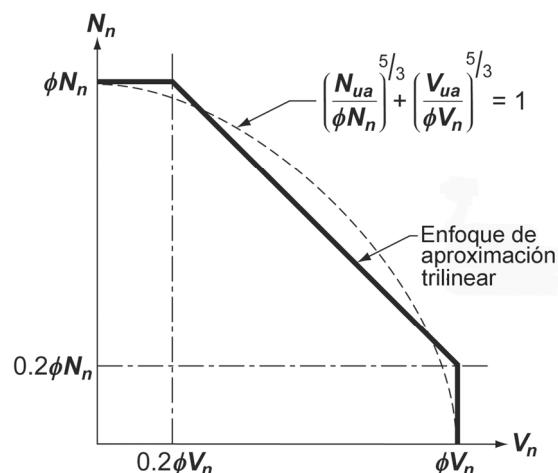


Fig. R17.6 — Ecuación de interacción para cortante y tracción axial

REGLAMENTO

17.7 — Distancias al borde, espaciamientos y espesores requeridos para evitar las fallas por hendimiento

Los espaciamientos mínimos y distancias al borde para anclajes, y los espesores mínimos de los elementos deben cumplir con 17.7.1 hasta 17.7.6, a menos que se coloque refuerzo suplementario para controlar el hendimiento. Se permiten valores menores para determinados productos basados en ensayos específicos realizados de acuerdo con ACI 355.2 ó ACI 355.4.

17.7.1 A menos que se determinen siguiendo 17.7.4, el espaciamiento mínimo centro y centro de los anclajes debe ser de $4d_a$ para anclajes preinstalados que no serán sometidos a torsión, y $6d_a$ para anclajes preinstalados y postinstalados que serán sometidos a torsión.

17.7.2 A menos que se determine de acuerdo con 17.7.4, las distancias mínimas al borde para los anclajes preinstalados que no serán sometidos a torsión deben basarse en los requisitos mínimos de recubrimiento para el refuerzo de 20.6.1. Para los anclajes preinstalados que serán sometidos a torsión, la distancia mínima al borde es $6d_a$.

17.7.3 A menos que sea determinado de acuerdo con 17.7.4, las distancias mínimas al borde para anclajes postinstalados deben basarse en el mayor de los requisitos mínimos de recubrimiento especificado para refuerzos de 20.6.1, o los requisitos para la distancia mínima al borde para los productos determinados por medio de ensayos realizados de acuerdo con ACI 355.2 ó ACI 355.4, y no deben ser menores que el doble del tamaño máximo del agregado. En ausencia de información sobre los ensayos específicos para los productos según ACI 355.2 ó ACI 355.4, la distancia mínima al borde no debe ser menor de:

Anclajes adheridos	$6d_a$
Anclajes con sobreperforación en su base.....	$6d_a$
Anclajes controlados por torque.....	$8d_a$
Anclajes controlados por desplazamiento	$10d_a$

17.7.4 Para los anclajes donde la instalación no produce una fuerza de hendimiento y que no serán sometidos a torsión, si la distancia al borde o espaciamiento es menor al especificado en 17.7.1 a 17.7.3, los cálculos deben realizarse sustituyendo d_a por un valor menor d'_a que cumpla con los requisitos de 17.7.1 a 17.7.3. Las fuerzas calculadas aplicadas al anclaje deben limitarse a los valores que corresponden a un anclaje de diámetro d'_a .

17.7.5 A menos que se determine por medio de ensayos realizados de acuerdo con ACI 355.2, el valor de h_{ef} para un anclaje postinstalado, de expansión o con sobreperforación en su base, no debe exceder al mayor entre 2/3 del espesor del elemento, h_a , o el espesor del elemento menos 4 pulg.

COMENTARIO

R17.7 — Distancias al borde, espaciamientos y espesores requeridos para evitar las fallas por hendimiento

Los espaciamientos mínimos, distancias al borde y los espesores mínimos dependen en gran medida de las características de los anclajes. Las fuerzas de instalación y las torsiones en los anclajes postinstalados pueden provocar hendimiento del concreto que lo rodea. Ese hendimiento también puede ser producido por la torsión subsiguiente, durante la conexión de las fijaciones al anclaje, inclusive en anclajes preinstalados. La principal fuente de valores para los espaciamientos mínimos, distancias al borde y espesores para anclajes postinstalados deben ser los ensayos específicos para el producto de ACI 355.2 y ACI 355.4. Sin embargo, en algunos casos, los productos específicos son desconocidos en el momento del diseño. Se proveen valores aproximados para usar en los diseños.

R17.7.2 Debido a que el recubrimiento del borde sobre un embebido profundo cercano al borde puede tener un efecto significativo en la resistencia al desprendimiento lateral de 17.4.4, además de los requisitos de recubrimiento normal del concreto, el diseñador puede ser ventajoso utilizar un recubrimiento mayor para aumentar la resistencia al desprendimiento lateral.

R17.7.3 La perforación de orificios para los anclajes postinstalados puede provocar micro fisuración. Los requisitos para una distancia mínima al borde de dos veces el tamaño máximo del agregado minimiza los efectos de esa micro fisuración.

R17.7.4 En algunos casos, puede ser deseable usar un anclaje de diámetro mayor que el permitido por 17.7.1 a 17.7.3. En estos casos, se puede usar un anclaje de diámetro mayor siempre y cuando la resistencia de diseño del anclaje se base en un anclaje supuesto de diámetro menor d'_a .

R17.7.5 Las fallas por hendimiento son causadas por la transferencia de carga entre el tornillo y el concreto. La limitación en el valor de h_{ef} no es aplicable a anclajes preinstalados y adheridos debido a que las fuerzas de hendimiento asociadas con este tipo de anclajes son menores que para anclajes preinstalados y de expansión o con

REGLAMENTO

COMENTARIO

sobreperforación en la base.

Para todos los anclajes postinstalados, la máxima profundidad de embebido para un espesor dado del elemento debe limitarse en la medida que se requiera evitar el desprendimiento de la cara de atrás en el lado opuesto del miembro de concreto durante el taladrado y colocación del anclaje. Esto depende de numerosas variables tales como el tipo de anclaje, procedimiento de taladrado, tipo y tamaño del taladro, presencia de refuerzo, y resistencia y estado del concreto.

17.7.6 A menos que se determine mediante ensayos de tracción, de acuerdo con el ACI 355.2 ó ACI 355.4, la distancia crítica de borde c_{ac} no debe tomarse menor que:

Anclajes adheridos	$2h_{ef}$
Anclajes con sobreperforación en su base	$2.5h_{ef}$
Anclajes de expansión de torsión controlada	$4h_{ef}$
Anclajes de expansión de desplazamiento controlado ...	$4h_{ef}$

17.7.7 Los documentos de construcción deben especificar los anclajes con la distancia mínima al borde que se supuso en el diseño.

17.8 — Instalación e inspección de los anclajes

17.8.1 Los anclajes deben ser instalados por personal calificado de acuerdo con los documentos de construcción y, donde sea aplicable, las instrucciones del fabricante. Los documentos de construcción deben requerir que la instalación de anclajes postinstalados se realice de acuerdo con las Instrucciones de instalación impresas del fabricante (IIIF) [Manufacturer's Printed Installation Instructions (MPII)]. La instalación de anclajes adheridos debe realizarse por personal entrenado para instalar anclajes adheridos.

R17.7.6 La distancia crítica de borde c_{ac} se determina en ACI 355.2 ó ACI 355.4, y solo es aplicable en diseños para concreto no fisurado. Para poder permitir este tipo de anclajes cuando no se dispone de información específica del producto, se dan valores conservadores de c_{ac} . Las investigaciones han indicado que los requisitos en los ensayos de esquina no se cumplen con $c_{a,min} = 1.5h_{ef}$ para muchos anclajes de expansión y algunos anclajes con sobreperforación en su base porque la instalación de este tipo de anclajes introduce esfuerzos de tracción por hendimiento en el concreto, los que aumentan durante la aplicación de carga produciendo potencialmente una falla de hendimiento prematuro. Similarmente, los anclajes adheridos que cumplen la máxima profundidad de embebido de 17.7.5 pueden no cumplir el ensayo de esquina con $c_{a,min} = c_{Na}$ debido a los esfuerzos de flexión adicionales inducidos en el miembro por el anclaje.

17.8 — Instalación e inspección de los anclajes

R17.8.1 Muchas características de comportamiento de los anclajes dependen de una instalación adecuada del anclaje. La instalación de anclajes adheridos debe ser realizada por personal calificado para el sistema de anclaje y el procedimiento de instalación que se utilizará. El personal de construcción puede certificarse por medio de un programa de certificación. Para anclajes preinstalados, debe tenerse cuidado que el anclaje esté asegurado al encofrado y orientado de acuerdo con los documentos de construcción. Más aún, debe tenerse cuidado que el concreto alrededor del anclaje quede adecuadamente consolidado. La inspección es particularmente importante en anclajes postinstalados para asegurarse que las instrucciones impresas del fabricante (IIIF) se han seguido. Para anclajes adheridos se recomienda inspección continua por parte de inspectores calificados para asegurar que se sigan los procedimientos de instalación. La resistencia y capacidad de deformación de los anclajes postinstalados deben evaluarse siguiendo los procedimientos para ensayos de aceptación de ACI 355.2 ó ACI 355.4. Estos ensayos se realizan bajo la premisa de que las instrucciones impresas de instalación del fabricante se han seguido (en el caso de anclajes adheridos, las IIIF). Ciertos tipos de anclajes pueden ser sensibles a variaciones del diámetro de la perforación, condiciones de limpieza, orientación del eje del anclaje, magnitud del torque de instalación, ancho de las



REGLAMENTO**COMENTARIO**

17.8.2 La instalación de anclajes debe ser supervisada de acuerdo con 1.9 y el reglamento general de construcción. Los anclajes adheridos deben cumplir también con 17.8.2.1 a 17.8.2.4.

17.8.2.1 Para anclajes adheridos, los documentos de construcción deben especificar la carga de prueba cuando ésta se requiera según ACI 355.4. Los documentos de construcción deben también especificar todos los parámetros asociados con el esfuerzo característico de adherencia, de acuerdo con 17.4.5, utilizado en el diseño, incluyendo edad mínima del concreto, rango aceptable de temperaturas del concreto, condiciones de humedad del concreto en el momento de la instalación, el tipo de concreto liviano, si es aplicable, y requisitos para la preparación y taladrado de la perforación.

fisuras, y otras variables. Parte de la sensibilidad se tiene en cuenta indirectamente por medio de los valores asignados de ϕ para las diferentes categorías de anclajes, que a su vez dependen en parte de los resultados de los ensayos de seguridad de instalación. Pueden presentarse desviaciones importantes con respecto a los resultados de los ensayos realizados de acuerdo con ACI 355.2 ó ACI 355.4 si los componentes del sistema de anclaje se varían, o si los criterios o procedimientos de instalación del anclaje varían con respecto a los especificados.

R17.8.2.1 Debido a la sensibilidad de la resistencia de adherencia a la instalación, la inspección en obra es importante para anclajes adheridos. Cuando sea apropiado, debe establecerse un programa de cargas de prueba en los documentos de construcción. Para anclajes adheridos, los documentos de construcción deben indicar todos los parámetros relevantes del esfuerzo característico de adherencia utilizado en diseño. Estos parámetros deben incluir, sin limitarse a:

- (a) Ambiente aceptable para la instalación del anclaje (concreto seco o saturado, rango de temperaturas del concreto).
- (b) Métodos de taladrado aceptables.
- (c) Procedimientos de limpieza del hueco de la perforación.
- (d) Tipo de anclaje y rango de tamaños (barras roscadas o barras de refuerzo).

La limpieza del hueco tiene por objeto retirar los residuos y el polvo de la taladrada de tal manera que no se afecte la adherencia. Dependiendo de las condiciones en el sitio, la limpieza puede incluir operaciones de remoción de los residuos con una aspiradora de vacío o con aire comprimido, cepillado mecánico de la perforación para remover el polvo de la superficie interna, y un paso final para remover los residuos y polvo, usualmente con aire comprimido. Cuando se utilice un taladro de núcleos refrigerado con agua, las perforaciones se pueden limpiar con agua y luego secar con aire comprimido. Si los anclajes se instalan en lugares donde el concreto está saturado (por ejemplo, localizaciones al exterior expuestas a la intemperie), el material de residuo de la perforación debe removese por otros métodos. En todos los casos, los procedimientos a emplear deben estar claramente descritos en los documentos impresos del fabricante que acompañan el producto. Estas instrucciones de instalación impresas, proveen los rangos de temperatura del concreto, el efecto de presencia de agua durante la instalación, los procedimientos necesarios para una inyección del adhesivo sin vacíos, y los requisitos para un curado apropiado del adhesivo, constituyen una parte integral del sistema de anclaje y se utilizan en la calificación del anclaje de acuerdo con ACI 355.4.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

17.8.2.2 La instalación de anclajes adheridos horizontales o inclinados hacia arriba para soportar cargas permanentes en tracción debe realizarse por personal certificado por medio de un programa aplicable de certificación. La certificación debe incluir pruebas escritas y de idoneidad de acuerdo con el programa ACI/CRSI Certificación de instaladores de anclajes adheridos (ACI/CRSI Adhesive Anchor Installer Certification), o equivalente.

17.8.2.3 La aceptación de un programa de certificación diferente del programa ACI/CRSI Adhesive Anchor Installer Certification es responsabilidad del profesional facultado para diseñar.

17.8.2.4 La instalación de anclajes adheridos con orientación horizontal o inclinada hacia arriba que resistan fuerzas de tracción permanente debe hacerse bajo supervisión permanente por un supervisor especial aprobado para este propósito por la autoridad competente. El inspector especial debe producir informes para el profesional facultado para diseñar y para la autoridad competente en los cuales indique la conformidad de los materiales utilizados y la instalación realizada con los documentos de construcción vigentes y las instrucciones impresas de instalación del fabricante (IIIF).

R17.8.2.2 La sensibilidad de los anclajes adheridos a la orientación de instalación, combinada con la presencia de cargas permanentes de tracción, constituye un imperativo para exigir que el instalador esté certificado. La certificación puede ser apropiada también para otras instalaciones de productos asociados con seguridad especial. La certificación se establece por medio de una evaluación independiente tal como el ACI/CRSI Adhesive Anchor Installation Certification Program, o programas similares con requisitos equivalentes. Adicionalmente, los instaladores deben recibir instrucción a través de entrenamiento en productos específicos ofrecidos por los fabricantes de sistemas calificados de anclajes.

R17.8.2.3 Para efectos de cumplir con 17.8.2.3, un programa de certificación de instaladores equivalente debe examinar al instalador de anclajes adheridos sobre sus conocimientos y destrezas de una forma objetiva y sin sesgos por medio de un examen escrito y una prueba de desempeño. Los programas deben reflejar el conocimiento y las destrezas para instalar sistemas disponibles comercialmente de anclajes adheridos. La efectividad del examen escrito debe ser verificada por medio de un análisis estadístico de las preguntas y respuestas obtenidas. Un programa equivalente debe incluir un procedimiento confiable para verificar la certificación periódicamente y renovarla si es apropiado.

R17.8.2.4 El Reglamento IBC (IBC-09) requiere inspección especial de todos los anclajes postinstalados. La instalación de anclajes adheridos en orientación horizontal o inclinada hacia arriba requiere cualidades especiales del instalador y demanda especial atención en la calidad de la ejecución y de igual manera un especial cuidado para tener en cuenta todos los aspectos requeridos. Se espera que la instalación de estos anclajes sea supervisada por un inspector especial certificado que está permanentemente presente cuando y donde se realicen instalaciones.

REGLAMENTO**COMENTARIO****NOTAS:**

17



REGLAMENTO

CAPÍTULO 18 — ESTRUCTURAS SISMO RESISTENTES

18.1 — Alcance

18.1.1 Las disposiciones de este capítulo se aplican al diseño y construcción de las estructuras de concreto no preestructuralizadas y preestructuralizadas asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico B a F, incluyendo cuando corresponda:

- (a) Los sistemas estructurales que se designan como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas, incluyendo los diafragmas, pórticos resistentes a momentos, muros estructurales y cimentación.
- (b) Miembros que no se designan como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas, pero que se requieren para soportar otras cargas al mismo tiempo que se ven sometidos a deformaciones asociadas a los efectos sísmicos.

18.1.2 Las estructuras diseñadas de acuerdo a las disposiciones de este capítulo tienen como objetivo resistir los movimientos sísmicos a través de una respuesta dúctil e inelástica de miembros seleccionados.

COMENTARIO

R.18 — ESTRUCTURAS SISMO RESISTENTES

R18.1 — Alcance

El Capítulo 18 no se aplica a las estructuras asignadas a la Categoría de Diseño Sísmico (CDS) A. Para las estructuras asignadas a las CDS B y C, el Capítulo 18 se aplica a los sistemas estructurales designados como parte del sistema resistente ante fuerzas sísmicas. Para las estructuras asignadas a las CDS D a F, el Capítulo 18 se aplica tanto a los sistemas estructurales designados como parte del sistema resistente ante fuerzas sísmicas como a los sistemas estructurales que no se designan como parte del sistema resistente ante fuerzas sísmicas.

El Capítulo 18 contiene disposiciones que se consideran como requisitos mínimos para una estructura de concreto construida en obra o prefabricada capaz de soportar una serie de oscilaciones en el rango inelástico de respuesta sin un deterioro crítico de su resistencia. La integridad de la estructura en el rango inelástico de respuesta debe mantenerse dado que las fuerzas de diseño definidas en documentos tales como ASCE/SEI 7 (2010), ICC (ICC IBC-12), UBC (ICBO 1997), y NEHRP (P749-10) se consideran menores que aquellas correspondientes a la respuesta lineal para la intensidad esperada del sismo (FEMA 2010b; Blume et al. 1961; Clough 1960; Gulkan and Sozen 1974).

En el Capítulo 18, la filosofía de diseño es que una estructura de concreto construida en obra responda en el rango no lineal cuando sea sometida a movimientos del terreno del nivel de diseño, ésta responda con una disminución de su rigidez y un aumento de su capacidad de dissipación de energía, pero sin reducción de su resistencia crítica. Las estructuras de concreto prefabricadas diseñadas de acuerdo con el Capítulo 18 intentan emular a las estructuras de concreto construidas en obra, excepto que en 18.5, 18.9.2.3 y 18.11.2.2 se permite la construcción prefabricada con mecanismos de fluencia alternativos. La combinación de una rigidez reducida y una dissipación de energía aumentada tienden a reducir la respuesta de aceleración y las fuerzas iniciales laterales con respecto a los valores que se producirían si la estructura se mantuviera linealmente elástica y con bajo amortiguamiento (Gulkan and Sozen 1974). Por lo tanto, el uso de fuerzas de diseño que representen los efectos de un sismo como aquellos indicados en ASCE/SEI 7 requieren que el sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas mantenga una porción significativa de su resistencia en el rango inelástico bajo desplazamientos alternantes.

Las disposiciones del Capítulo 18 relacionan los requisitos de detallado con el tipo de sistema estructural y categoría de diseño sísmico (CDS). Las categorías de diseño sísmico se adoptaron directamente del ASCE/SEI 7, y se refieren a consideraciones sobre el nivel de amenaza sísmica, tipo de suelo, ocupación y uso de la estructura. Con anterioridad al Reglamento de 2008, se usaba la designación de riesgo sísmico bajo, moderado y alto para definir los requisitos de detallado. Para una comparación cualitativa de las categorías de diseño sísmico y la designación de riesgo sísmico, véase la Tabla R5.2.2. La asignación de una estructura a una categoría de diseño sísmico (CDS) se

REGLAMENTO

18.2 — Generalidades

18.2.1 Sistemas estructurales

18.2.1.1 Todas las estructuras deben asignarse a una categoría de diseño sísmico (CDS) de acuerdo con 4.4.6.1.

18.2.1.2 Todos los miembros deben cumplir los requisitos de los Capítulos 1 a 17 y 19 a 26. Las estructuras asignadas a las CDS B, C, D, E o F deben también cumplir con 18.2.1.3 a 18.2.1.7, según corresponda. Si los requisitos del Capítulo 18 están en conflicto con los de otros capítulos de este Reglamento, rigen los requisitos del Capítulo 18.

18.2.1.3 Estructuras asignadas a la CDS B deben cumplir con 18.2.2.

18.2.1.4 Estructuras asignadas a la CDS C deben cumplir con 18.2.2 y 18.2.3.

18.2.1.5 Estructuras asignadas a las CDS D, E, o F deben cumplir con 18.2.2 a 18.2.8, y 18.12 a 18.14.

18.2.1.6 Los sistemas estructurales designados como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas deben limitarse a aquellos designados por el reglamento general de construcción o han sido determinados por la autoridad competente en áreas que no cuenten con un reglamento general de construcción legalmente adoptado. Excepto para la CDS A, para la cual el Capítulo 18 no aplica, todo sistema estructural designado como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas debe cumplir con (a) a (h), además de 18.2.1.3 a 18.2.1.5:

(a) Los pórticos ordinarios resistentes a momento deben cumplir con 18.3.

(b) Los muros estructurales ordinarios de concreto reforzado no necesitan cumplir con los requisitos de detallado del Capítulo 18, a menos que lo requiera 18.2.1.3 ó 18.2.1.4.

(c) Los pórticos intermedios resistentes a momento deben cumplir con 18.4.

(d) Los muros intermedios prefabricados deben cumplir con 18.5.

(e) Los pórticos especiales resistentes a momento deben cumplir con 18.2.3 a 18.2.8 y 18.6 a 18.8.

(f) Los pórticos especiales resistentes a momentos construidos utilizando concreto prefabricado deben cumplir con 18.2.3 a 18.2.8 y 18.9.

(g) Los muros estructurales especiales deben cumplir con 18.2.3 a 18.2.8 y 18.10.

(h) Los muros estructurales especiales construidos utilizando concreto prefabricado deben cumplir con 18.2.3 a 18.2.8 y 18.11.

18.2.1.7 Se puede permitir un sistema estructural de concreto reforzado que no cumpla los requisitos de este capítulo si se demuestra por medio de evidencia experimental y análisis

COMENTARIO

encuentra regulada por el reglamento general de construcción (véase 4.4.6.1).

R18.2 — Generalidades

No es necesario que las estructuras asignadas a CDS A cumplan con los requisitos del Capítulo 18. Sin embargo, deben cumplir con todos los demás requisitos aplicables de este Reglamento. Las estructuras asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico B a F deben cumplir con los requisitos del Capítulo 18 además de todos los demás requisitos aplicables de este Reglamento.

Las secciones 18.2.1.3 a 18.2.1.5 identifican aquellas partes del Capítulo 18 que deben cumplirse con base en la asignación a las CDS, indistintamente de los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas. ASCE/SEI 7 define los elementos verticales permitidos en el sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas y es aplicable donde sea adoptado. El resto del comentario de R18.2 resume las intenciones de ACI 318 con respecto a cuales elementos verticales son admisibles en una edificación dependiendo de su CDS. La sección 18.2.1.6 define los requisitos aplicables a los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.

Los requisitos de diseño y detallado deben ser compatibles con el nivel de respuesta inelástica asumido en el cálculo de las fuerzas sísmicas de diseño. Se usan los términos “ordinario”, “intermedio” y “especial” para facilitar esta compatibilidad. Para cualquier sistema o elemento estructural dado, los términos “ordinario”, “intermedio” y “especial” se refieren al aumento de los requisitos de detallado y diseño, con la expectativa de incrementar la capacidad de deformación. Las estructuras asignadas a la CDS B, no se espera que se vean sometidas a movimientos fuertes del terreno, sin embargo, se espera que experimenten movimientos de terreno suaves a intervalos largos en el tiempo. Este Reglamento proporciona algunos requisitos para pórticos ordinarios resistentes a momento compuestos por vigas y columnas con el fin de incrementar su capacidad de deformación.

Las estructuras asignadas a la CDS C pueden verse sometidas a movimientos del terreno moderadamente fuertes. Los sistemas designados de resistencia ante fuerzas sísmicas para esta categoría comprenden alguna combinación de muros estructurales ordinarios construidos en obra, muros estructurales intermedios prefabricados y pórticos intermedios resistentes a momento. El reglamento general de construcción también puede contener requisitos para el uso en la CDS C de otros sistemas resistentes ante fuerzas sísmicas. La Sección 18.2.1.6 define los requisitos para el sistema que se seleccione.

Las estructuras asignadas a las CDS D, E o F pueden verse sometidas a movimientos fuertes del terreno. La intención del Comité ACI 318 es que el sistema estructural de resistencia ante fuerzas sísmicas de edificios de concreto estructural asignados a CDS D, E, o F tenga pórticos especiales resistentes a momentos, muros estructurales especiales, o una combinación de los dos. Además de 18.2.2 a 18.2.8, estas estructuras deben cumplir los requisitos de inspección continua (26.13.1.4), diafragmas y cerchas (18.12),

REGLAMENTO

que el sistema propuesto tiene rigidez y tenacidad igual o mayor a las de una estructura comparable de concreto reforzado que cumpla con este capítulo.

COMENTARIO

cimentaciones (18.13), y elementos que resisten fuerzas gravitacionales sin que se designen como parte del sistema estructural de resistencia ante fuerzas sísmicas (18.14). Estos requisitos se han desarrollado para darle a la estructura una capacidad de deformación adecuada acorde con las altas demandas esperadas para estas categorías de diseño sísmico.

El reglamento general de construcción también puede permitir el uso de pórticos intermedios resistentes a momento como parte de sistemas duales en algunas edificaciones asignadas a las CDS D, E o F. No es la intención del Comité 318 del ACI recomendar el uso de pórticos intermedios resistentes a momento como parte de los sistemas de pórticos resistentes a momento o sistemas duales en las CDS D, E o F. El reglamento general de construcción puede también permitir alternativas sustentadas o diseños no prescriptivos, o con requisitos adicionales en uso de sistemas ordinarios o intermedios en estructuras que no sean edificaciones para las categorías de diseño sísmico más elevadas. Estas no son las aplicaciones típicas para las cuales este capítulo fue redactado, pero siempre que se utilice el término pórtico resistente a momentos “ordinario” o “intermedio” con referencia a concreto reforzado, los requisitos de 18.3 ó 18.4 aplican.

La Tabla R18.2 resume la aplicabilidad de las disposiciones del Capítulo 18 y como se deben emplear cuando se usan los requisitos mínimos en las diversas categorías de diseño sísmico (CDS). Cuando se usan sistemas especiales para estructuras de las CDS B o C, no es necesario cumplir con los requisitos de 18.14, aunque se debe verificar que los miembros que no se designan como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas sean estables cuando se vean sometidos a los desplazamientos de diseño.

Los requisitos de diseño y detallado indicados en el Capítulo 18 se basan principalmente en experiencias de campo y de laboratorio con estructuras monolíticas de concreto reforzado y estructuras de concreto reforzado prefabricado, diseñadas y detalladas para comportarse como estructuras monolíticas. La extrapolación de estos requisitos a otros tipos de estructuras de concreto reforzado construidas en sitio o prefabricadas debe basarse en la evidencia derivada de experiencias de campo, ensayos o análisis. Los criterios de aceptación para pórticos resistentes a momento basados en el ACI 374.1 pueden ser utilizados en conjunto con el Capítulo 18 para demostrar que la resistencia, la capacidad de disipación de la energía y la capacidad de deformación de un sistema de estructuración propuesto igualan o exceden las de un sistema monolítico comparable de concreto. El ACI ITG 5.1 da información similar para los sistemas de muros prefabricados.

Los requisitos de tenacidad de 18.2.1.7 se refieren a los requisitos para mantener la integridad estructural del sistema completo de resistencia ante fuerzas sísmicas para los desplazamientos laterales esperados con los movimientos del terreno correspondientes al máximo sismo de diseño considerado. Dependiendo de las características de disipación de energía del sistema estructural usado, estos desplazamientos pueden ser mayores que los que tendría una estructura monolítica de concreto reforzado que satisface las

REGLAMENTO**COMENTARIO**

disposiciones prescriptivas de las otras partes de este Reglamento.

Tabla R18.2 — Secciones del Capítulo 18 que deben cumplirse en aplicaciones típicas⁽¹⁾

Componentes que resisten los efectos sísmicos, a menos que se indique de otro modo	Categoría de diseño sísmico (CDS)			
	A (ninguna)	B (18.2.1.3)	C (18.2.1.4)	D, E, F (18.2.1.5)
Requisitos de análisis y diseño	Ninguna	18.2.2	18.2.2	18.2.2, 18.2.4
Materiales		Ninguna	Ninguna	18.2.5 a 18.2.8
Miembros de pórticos		18.3	18.4	18.6 a 18.9
Muros estructurales y vigas de acople		Ninguna	Ninguna	18.10
Muros estructurales prefabricados		Ninguna	18.5	18.5 ⁽²⁾ 18.11
Diáfragmas y cerchas		Ninguna	Ninguna	18.12
Cimentaciones		Ninguna	Ninguna	18.13
Miembros estructurales que no se designan como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas		Ninguna	Ninguna	18.14
Anclajes		Ninguna	18.2.3	18.2.3

(1) Además de las disposiciones de los Capítulos 1 a 17, 19 a 26, y ACI 318.2, excepto en lo que se modifiquen en el Capítulo 18. La sección 14.1.4 también aplica en las CDS D, E y F.

(2) Según lo permita el reglamento general de construcción.

18.2.2 Análisis y diseño de miembros estructurales

18.2.2.1 En el análisis debe tenerse en cuenta la interacción de todos los miembros estructurales y no estructurales que afecten la respuesta lineal y no lineal de la estructura ante los movimientos sísmicos.

18.2.2.2 Se permiten miembros rígidos no considerados como parte de un sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas con la condición de considerar y tener en cuenta en el diseño de la estructura su efecto en la respuesta del sistema. Se deben considerar también las consecuencias de las fallas de los miembros estructurales y no estructurales que no forman parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.

18.2.2.3 Los miembros estructurales situados por debajo de la base de la estructura y que se requieren para transmitir a la cimentación las fuerzas resultantes de los efectos sísmicos, deben cumplir también con las disposiciones del Capítulo 18 que sean congruentes con el sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas localizado por encima de la base de la estructura.

R18.2.2 Análisis y diseño de miembros estructurales — Se supone que la distribución de la resistencia requerida en los diversos componentes de un sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas está determinada por el análisis de un modelo linealmente elástico del sistema, sobre el cual actúan las fuerzas mayoradas especificadas por el reglamento general de construcción. Si se emplea un análisis no lineal en el tiempo, los movimientos del terreno deben seleccionarse después de un estudio detallado de las condiciones del sitio y de la historia sísmica local.

Dado que las bases de diseño ante fuerzas sísmicas admiten una respuesta no lineal, es necesario investigar la estabilidad del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas así como su interacción con otros miembros estructurales y no estructurales, bajo los desplazamientos laterales esperados correspondientes al movimiento sísmico máximo considerado del terreno. Para el cálculo del desplazamiento lateral, el suponer que todos los miembros estructurales están completamente fisurados probablemente conduzca a un mejor estimativo de la deriva posible, que el que se obtendría al emplear una rigidez no fisurada para todos los miembros. Para calcular las deformaciones laterales de los sistemas constructivos de concreto reforzado también se pueden emplear las consideraciones de análisis descritas en 6.6.3.1.2 y 6.6.3.1.3.

El objetivo principal del Capítulo 18 es la seguridad de la estructura. El propósito de 18.2.2.1 y 18.2.2.2 es llamar la atención acerca de la influencia de los miembros no estructurales en la respuesta estructural y sobre la amenaza de objetos que caigan.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

La sección 18.2.2.3 sirve como una alerta de que la base de la estructura, como se define en el análisis, puede no corresponder necesariamente al nivel de la cimentación o del terreno. El detallado de las columnas y muros que se extienden por debajo de la base de la estructura hasta la cimentación debe ser consistente con el de aquellos localizados por encima de la base de la estructura.

Al seleccionar las dimensiones de miembros estructurales para estructuras sismo resistentes, es importante considerar los problemas constructivos relacionados con la congestión del refuerzo. El diseño debe hacerse de tal modo que todo el refuerzo se pueda armar y colocar en el lugar indicado, y que el concreto se pueda colocar y compactar apropiadamente. El empleo de los límites de cuantía de refuerzo superiores permitidos probablemente conduzca a problemas de construcción.

18.2.3 Anclaje al concreto

18.2.3.1 Los anclajes que resistan fuerzas inducidas por sismo en estructuras asignadas a CDS C, D, E o F deben cumplir los requisitos de 17.2.3.

18.2.4 Factores de reducción de la resistencia

18.2.4.1 Los factores de reducción de resistencia deben cumplir con el Capítulo 21.

18.2.5 Concreto en pórticos especiales resistentes a momento y muros estructurales especiales

18.2.5.1 La resistencia especificada a la compresión del concreto en los pórticos especiales resistentes a momento y muros estructurales especiales debe concordar con los requisitos de los sistemas sísmicos especiales de la Tabla 19.2.1.1.

18.2.6 Refuerzo en pórticos especiales resistentes a momentos y muros estructurales especiales

18.2.6.1 El refuerzo en los pórticos especiales resistentes a momentos y muros estructurales especiales debe concordar con los requisitos para sistemas sísmicos especiales de 20.2.2.

R18.2.4 Factores de reducción de la resistencia

R18.2.4.1 El Capítulo 21 contiene los factores de reducción de resistencia para todos los miembros, nudos, y conexiones de estructuras sismo resistentes, incluyendo requisitos específicos en 21.2.4 para edificaciones que utilizan pórticos especiales resistentes a momento, muros estructurales especiales, y muros prefabricados intermedios.

R18.2.5 Concreto en pórticos especiales resistentes a momento y muros estructurales especiales — Los requisitos de esta sección se refieren a la calidad del concreto en pórticos y muros diseñados para resistir fuerzas inducidas por sismos. La máxima resistencia especificada a la compresión del concreto liviano a emplear en cálculos de diseño estructural se limita a 5000 lb./pulg², debido principalmente a la insuficiencia de datos de campo y experimentales acerca del comportamiento de miembros hechos con concreto de agregado liviano, sometidos a desplazamientos alternantes en el rango no lineal. Si se desarrolla evidencia convincente para alguna aplicación específica, se puede incrementar el límite de resistencia máxima especificada a la compresión del concreto liviano al nivel justificado por la evidencia.

R18.2.6 Refuerzo en pórticos especiales resistentes a momentos y muros estructurales especiales — El empleo de refuerzo longitudinal con resistencia substancialmente mayor que la supuesta en el diseño, conduce a esfuerzos cortantes y de adherencia, mayores en el instante en que se desarrolle los momentos de fluencia. Estas condiciones pueden originar fallas frágiles por cortante o adherencia y deben evitarse aun cuando dichas fallas puedan ocurrir a cargas mayores que las previstas en el diseño. Por lo tanto, se impone un límite superior a la resistencia real a la fluencia del acero [véase 20.2.2.5]. Las barras de refuerzo de baja aleación fabricadas bajo la norma ASTM A706 cubren los Grados 60 y 80; no

REGLAMENTO**COMENTARIO**

obstante, generalmente solo se permite el Grado 60 debido a la ausencia de datos experimentales que confirmen su aplicabilidad con los requisitos actuales del reglamento utilizando resistencias mayores. La sección 18.2.1.7 permite materiales alternativos tales como el Grado 80 de ASTM A706 si se dispone de resultados de ensayos experimentales y estudios analíticos y éstos se presentan para apoyar su utilización.

El requisito de una resistencia de tracción mayor que la resistencia a la fluencia del refuerzo (20.2.2.5) se basa en la suposición que la capacidad de un miembro 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 miembro. Al interpretar los resultados experimentales, la longitud de la región de fluencia se ha relacionado con las magnitudes relativas del momento nominal y de fluencia (ACI 352R). Según esta interpretación, en la medida en que la relación entre el momento nominal y el de fluencia sea mayor, la región de fluencia es más larga. En el Capítulo 20 se especifica que la relación entre la resistencia real a la tracción y la resistencia real de fluencia sea al menos 1.25.

Las restricciones en los valores de f_y y f_{yt} se aplican a todos los tipos de refuerzo transversal, incluyendo espirales, estribos cerrados de confinamiento circulares y rectilíneos, y ganchos suplementarios. Las restricciones en los valores de f_y y f_{yt} en 20.2.2.4 para calcular la resistencia nominal a cortante intentan limitar el ancho de las fisuras por cortante. Los resultados de las investigaciones (Budek et al. 2002; Muguruma and Watanabe 1990; Sugano et al. 1990) indican que resistencias mayores a fluencia pueden ser usadas de manera efectiva como refuerzo de confinamiento, como se especifica en 18.7.5.4.

18.2.7 Empalmes mecánicos en pórticos especiales resistentes a momentos y muros estructurales especiales

R18.2.7 Empalmes mecánicos en pórticos especiales resistentes a momento y muros estructurales especiales — En una estructura que se someta a deformaciones inelásticas durante un sismo, los esfuerzos de tracción en el refuerzo pueden acercarse a la resistencia de tracción de dicho refuerzo. Los requisitos para los empalmes mecánicos Tipo 2 tienen por objeto evitar la rotura de los empalmes cuando el refuerzo se someta a los niveles de esfuerzos esperados en las regiones de fluencia. No se requiere que los empalmes Tipo 1 satisfagan los requisitos más exigentes para empalmes Tipo 2, y pueden ser incapaces de resistir los niveles de esfuerzos esperados en regiones de fluencia. La ubicación de los empalmes Tipo 1 está restringida debido a que los esfuerzos de tracción en el refuerzo en las regiones fluencia pueden exceder los requisitos de resistencia indicados en 25.5.7. Las restricciones a los empalmes Tipo 1 son válidas para todo refuerzo que resista efectos sísmicos, incluyendo refuerzo transversal.

La práctica de detallado recomendada impide el uso de empalmes en las zonas de articulaciones plásticas potenciales de los miembros que resistan efectos sísmicos. Si el uso de empalmes mecánicos en regiones de fluencia potencial no se puede evitar, se debe disponer de documentación respecto a las características reales de resistencia de las barras que se empalmarán, a las características fuerza-deformación de la

REGLAMENTO**COMENTARIO**

18.2.7.1 Los empalmes mecánicos deben clasificarse por medio de (a) o (b):

- (a) Tipo 1 Empalmes mecánicos que cumplen con 25.5.7.
- (b) Tipo 2 Empalmes mecánicos que cumplen con 25.5.7 y son capaces de desarrollar la resistencia a la tracción especificada de las barras empalmadas.

18.2.7.2 Los empalmes mecánicos Tipo 1 no deben usarse dentro de una distancia igual al doble de la altura del miembro, medida desde la cara de la viga o columna para pórticos especiales resistentes a momento, o desde las secciones críticas donde sea probable que se produzca fluencia del refuerzo como resultado de desplazamientos laterales que sobrepasen el rango de comportamiento lineal. Se pueden usar empalmes mecánicos Tipo 2 en cualquier ubicación, excepto lo indicado en 18.9.2.1(c).

18.2.8 *Empalmes soldados en pórticos especiales resistentes a momentos y muros estructurales especiales*

18.2.8.1 Los empalmes soldados del refuerzo que resiste fuerzas inducidas por sismos deben cumplir con 25.5.7 y no deben usarse dentro de una distancia igual al doble de la altura del miembro, medida desde la cara de la viga o columna para pórticos especiales resistentes a momento, o desde secciones críticas donde sea probable que se produzca fluencia del refuerzo como resultado de desplazamientos laterales que sobrepasen el rango de comportamiento lineal.

18.2.8.2 No se puede soldar estribos, elementos de amarre, insertos, u otros elementos similares al refuerzo longitudinal requerido por el diseño.

barra empalmada y respecto a la capacidad de los empalmes Tipo 2 que se usarán para cumplir con los requisitos de desempeño especificados.

A pesar que los empalmes mecánicos definidos en 18.2.7 no necesitan estar escalonados, el escalonado es recomendable y puede ser necesario por efectos de construcción o para proveer suficiente espacio alrededor del empalme para su instalación, o para cumplir con los requisitos de distancia libre.

R18.2.7.1 Los requisitos adicionales para empalmes mecánicos Tipo 2 tienen como objetivo obtener un empalme mecánico capaz de resistir deformaciones unitarias inelásticas en múltiples ciclos.

R18.2.8 *Empalmes soldados en pórticos especiales resistentes a momentos y muros estructurales especiales*

R18.2.8.1 La soldadura del refuerzo debe hacerse de acuerdo con los requisitos del AWS D1.4 como se especifica en el Capítulo 26. Las ubicaciones de los empalmes soldados están restringidas debido a que las fuerzas de tracción en el refuerzo en regiones de fluencia pueden sobrepasar los requisitos de resistencia indicados en 25.5.7. La restricción a empalmes soldados es válida para todo refuerzo que resista efectos sísmicos, incluyendo refuerzo transversal.

R18.2.8.2 La soldadura de barras de refuerzo que se cruzan puede conducir a fragilidad local del acero. Si se sueldan las barras que se cruzan para facilitar la fabricación o colocación del refuerzo, se debe efectuar únicamente en barras agregadas para dicho propósito. La prohibición de soldar barras de refuerzo que se cruzan no se aplica a las barras que se suelden bajo control continuo y competente como sucede en la fabricación de refuerzo electrosoldado de alambre.

18.3 — Pórticos ordinarios resistentes a momento

18.3.1 Alcance

18.3.1.1 Las disposiciones de esta sección son aplicables a pórticos ordinarios resistentes a momentos que forman parte del sistema resistente ante fuerzas sísmicas.

18.3.2 Las vigas deben tener al menos dos barras continuas colocadas tanto en la cara superior como en la inferior. Las

18.3 — Pórticos ordinarios resistentes a momento

Esta sección aplica solamente a los pórticos ordinarios resistentes a momento asignados a la CDS B. Los requisitos para el refuerzo de vigas tratan de mejorar la continuidad en los miembros del pórtico y de esta forma mejoran la resistencia ante fuerzas laterales y la integridad estructural. Estas disposiciones no aplican a pórticos losa-columna resistentes a momento. Las disposiciones para las columnas tratan de proveer capacidad adicional para resistencia a

REGLAMENTO

barras inferiores continuas deben tener un área no menor a un cuarto del área máxima de las barras inferiores a lo largo del vano. Estas barras deben estar ancladas para desarrollar f_y en tracción en la cara de apoyo.

18.3.3 Las columnas que tengan longitudes no soportadas $\ell_u \leq 5c_1$ deben tener ϕV_n al menos igual al menor de (a) y (b):

- (a) El cortante asociado al desarrollo de resistencias a momento nominal de la columna en cada extremo restringido de la longitud no soportada debido a la flexión con curvatura inversa. La resistencia a flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, consistente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que resulta en la mayor resistencia a flexión.
- (b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E , con $\Omega_0 E$ substituyendo a E .

18.4 — Pórticos intermedios resistentes a momento

18.4.1 Alcance

18.4.1.1 Las disposiciones de esta sección son aplicables a pórticos intermedios resistentes a momento incluyendo las losas en dos direcciones sin vigas que forman parte del sistema resistente ante fuerzas sísmicas.

18.4.2 Vigas

18.4.2.1 Las vigas deben tener al menos dos barras continuas en las caras superior e inferior. Las barras inferiores continuas deben tener un área no inferior a un cuarto del área máxima de las barras inferiores a lo largo del vano. Estas barras deben estar ancladas para desarrollar f_y en tracción en la cara de apoyo.

18.4.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara del nudo. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud de la viga, no debe ser menor de un quinto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

18.4.2.3 ϕV_n debe ser al menos igual al menor de (a) y (b):

- (a) La suma del cortante asociado con el desarrollo de resistencias a momento nominal de la viga en cada extremo restringido de la luz libre debido a la flexión con curvatura inversa y el cortante calculado para las cargas gravitacionales mayoradas;
- (b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E , tomando E como el doble del indicado por el reglamento general de construcción.

COMENTARIO

cortante en columnas con dimensiones que de otro modo las hubiera hecho más susceptibles a fallar por cortante bajo cargas sísmicas.

R18.4 — Pórticos intermedios resistentes a momento

El objetivo de los requisitos de 18.4.2.3 y 18.4.3.1 es reducir el riesgo de falla por cortante en vigas y columnas durante un sismo. Se proponen dos opciones para determinar la fuerza cortante mayorada.

R18.4.2 Vigas — De acuerdo con 18.4.2.3(a), la fuerza cortante mayorada se determina mediante un diagrama de cuerpo libre obtenido al cortar la viga en sus extremos, tomando los momentos allí iguales a la resistencia nominal a momento actuando con curvatura inversa a flexión, tanto en el sentido de las manecillas del reloj como en sentido contrario a las manecillas del reloj. La Figura R18.4.2 muestra solo una de las dos opciones que se deben considerar para cada viga. Para determinar el cortante máximo en la viga, se supone que sus resistencias nominales a momento ($\phi = 1.0$) se desarrollan simultáneamente en ambos extremos de la luz libre. Como se indica en la figura R18.4.2, el cortante asociado con esta condición $[(M_{n\ell} + M_{nr})/\ell_n]$ se suma algebraicamente al cortante debido a las cargas mayoradas gravitacionales para obtener así el cortante para el cual debe diseñarse la viga. En este ejemplo, tanto la carga muerta, w_D , como la carga viva, w_L , se han supuesto uniformemente distribuidas. Los efectos de E actuando verticalmente deben tenerse en cuenta si así lo requiere el reglamento general de construcción.

En la opción 18.4.2.3(b) obtiene V_u con base en las combinaciones de carga que incluye el efecto sísmico, E , el cual debe duplicarse. Por ejemplo, la combinación de carga definida por la ecuación (5.3.1.e) queda en este caso:

$$U = 1.2D + 2.0E + 1.0L + 0.2S$$

REGLAMENTO

18.4.2.4 En ambos extremos de la viga deben colocarse estribos cerrados de confinamiento en una longitud $2h$ medida desde la cara del miembro de apoyo hacia el centro de la luz. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 2 pulg. de la cara del miembro de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de (a) hasta (d):

- (a) $d/4$
- (b) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
- (c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.
- (d) 12 pulg.

18.4.2.5 El espaciamiento del refuerzo transversal no debe exceder $d/2$ en toda la longitud de la viga.

18.4.2.6 En vigas que tengan fuerza axial mayorada a compresión superior a $A_g f'_c / 10$, el refuerzo transversal requerido en 18.4.2.5 debe cumplir con 25.7.2.2 y ya sea 25.7.2.3 ó 25.7.2.4.

COMENTARIO

donde E es el valor especificado por el reglamento general de construcción. El factor 1.0 aplicado a L puede reducirse a 0.5 de acuerdo con 5.3.3.

El refuerzo transversal en los extremos de la viga debe consistir en estribos cerrados de confinamiento. En la mayoría de los casos, el refuerzo transversal requerido por 18.4.2.3 para el diseño a cortante será más que el requerido por 18.4.2.4.

Las vigas pueden verse sometidas a fuerzas axiales de compresión debido a las cargas aplicadas o al preesforzado. Los requisitos adicionales en 18.4.2.6 tienen la intención de proporcionar apoyo lateral al refuerzo longitudinal de la viga.

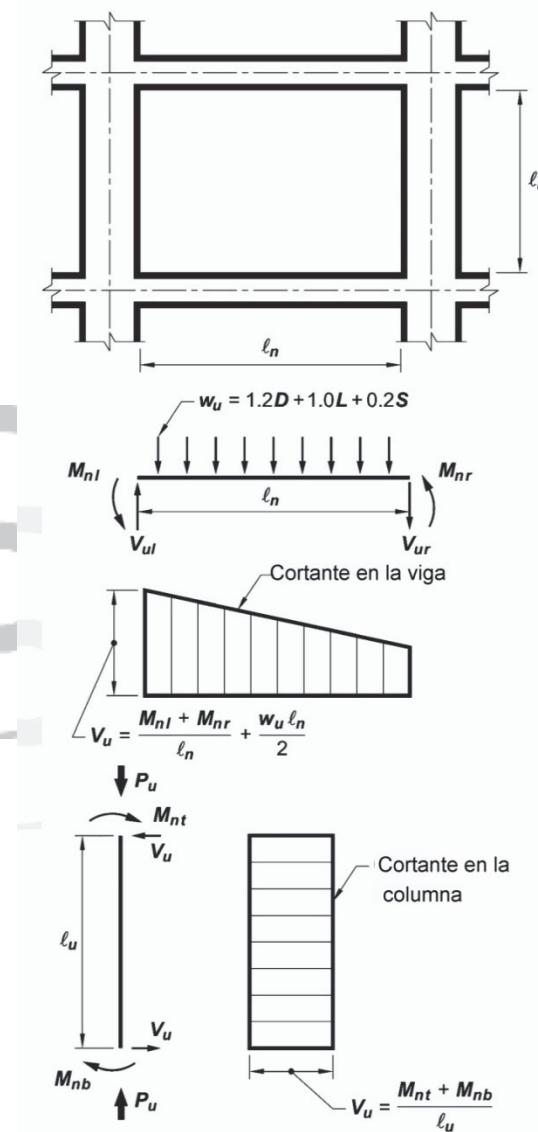


Fig. R18.4.2 — Cortante de diseño para pórticos intermedios resistentes a momentos

18.4.3 Columnas

18.4.3.1 ϕV_n debe ser al menos igual al menor de (a) y (b):

R18.4.3 Columnas — De acuerdo con 18.4.31(a), la fuerza cortante mayorada se determina mediante un diagrama de cuerpo libre obtenido al cortar la columna en sus extremos, tomando los momentos finales iguales a la resistencia nominal

REGLAMENTO

- (a) El cortante correspondiente al desarrollo de las resistencias nominales a momento de la columna en cada extremo restringido de la longitud no soportada debido a flexión con curvatura inversa. La resistencia a flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, congruente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que resulte en la mayor resistencia a flexión.
- (b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E , con $\Omega_0 E$ substituyendo a E .

18.4.3.2 Las columnas deben reforzarse con espirales de acuerdo con el Capítulo 10 ó deben cumplir con 18.4.3.3 a 18.4.3.5. Los requisitos de 18.4.3.6 aplican a todas las columnas que soportan miembros rígidos discontinuos.

18.4.3.3 En ambos extremos de la columna deben colocarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento s_0 en una longitud ℓ_0 medida desde la cara del nudo. El espaciamiento s_0 no debe exceder el menor de (a) hasta (d):

- (a) 8 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
- (b) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.
- (c) La mitad de la menor dimensión de la sección transversal de la columna.
- (d) 12 pulg.

La longitud ℓ_0 , no debe ser menor que la mayor entre (e) hasta (g):

- (e) Una sexta parte de la luz libre de la columna.
- (f) La mayor dimensión de la sección transversal de la columna.
- (g) 18 pulg.

18.4.3.4 El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de $s_0/2$ de la cara del nudo.

18.4.3.5 Fuera de la longitud ℓ_0 el espaciamiento del refuerzo transversal debe cumplir con 10.7.6.5.2.

18.4.3.6 Las columnas que soportan reacciones de miembros rígidos discontinuos, como muros, deben estar provistas de refuerzo transversal con espaciamiento s_0 , como se especifica en 18.4.3.3, en la altura total debajo del nivel en el cual ocurre la discontinuidad si la parte de la fuerza mayorada de compresión axial en estos miembros, debida al efecto sísmico, excede $A_g f'_c / 10$. Si las fuerzas de diseño han sido magnificadas para tener en cuenta la sobreresistencia de los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas, el límite de $A_g f'_c / 10$ debe ser incrementado a $A_g f'_c / 4$. Este refuerzo transversal debe extenderse sobre y bajo las columnas, como se exige en 18.7.5.6(b).

COMENTARIO

actuando con curvatura inversa y en el sentido de las manecillas del reloj como en sentido contrario a las manecillas del reloj. La figura R18.4.2 muestra solo una de las dos opciones que se deben considerar para cada columna. La carga axial mayorada, P_u , de las columnas debe escogerse de tal manera que los momentos resistentes sean los mayores que se puedan obtener para la columna dentro del rango de las fuerzas axiales de diseño. La opción 18.4.3.1(b) para columnas es similar a la opción 18.4.2.3(b) para vigas, excepto que basa V_u en combinaciones de carga que incluyen los efectos sísmicos, E , con E aumentado por el factor de sobre resistencia Ω_0 en vez del factor 2.0. En ASCE/SEI 7-10, $\Omega_0 = 3.0$ para pórticos intermedios resistentes a momento. El factor mayor para columnas en comparación con el de vigas refleja la preocupación respecto a las fallas a cortante de las columnas.

El refuerzo transversal en los extremos de la columna debe consistir en espirales y estribos cerrados de confinamiento. La cuantía del refuerzo transversal en los extremos debe cumplir con 18.4.3.1 y 18.4.3.2. Debe tenerse en cuenta que los estribos cerrados de confinamiento requieren de ganchos sísmicos en ambos extremos.

Los muros estructurales discontinuos y otros miembros rígidos pueden imponer grandes fuerzas axiales a las columnas de apoyo durante el sismo. El refuerzo transversal requerido en 18.4.3.6 mejora la tenacidad de la columna bajo las demandas que se anticipan. La fuerza de compresión axial mayorada relacionada con el efecto sísmico debe incluir el factor Ω_0 en caso que lo exija el reglamento general de construcción.

REGLAMENTO

COMENTARIO

18.4.4 Nudos

18.4.4.1 Los nudos viga-columna deben tener refuerzo transversal de acuerdo con el Capítulo 15.

18.4.5 Losas en dos direcciones sin vigas

18.4.5.1 El momento mayorado de la losa en el apoyo que incluye efectos sísmicos, E , debe determinarse mediante las combinaciones de cargas de diseño definidas por las ecuaciones (5.3.1e) y (5.3.1g). El refuerzo proporcionado para resistir M_{sc} debe colocarse dentro de la franja de columna definida en 8.4.1.5.

18.4.5.2 El refuerzo colocado dentro del ancho efectivo especificado en 8.4.2.3.3 debe resistir $\gamma_f M_{sc}$. El ancho efectivo de la losa para las conexiones exteriores y de esquina no debe extenderse más allá de la cara de la columna una distancia mayor a c_t medida perpendicularmente a la luz de la losa.

18.4.5.3 Al menos la mitad del refuerzo en la franja de columna en el apoyo debe colocarse dentro del ancho efectivo de la losa especificado en 8.4.2.3.3.

18.4.5.4 Al menos un cuarto del refuerzo superior de la franja de columna en el apoyo debe ser continuo a lo largo de la luz.

18.4.5.5 El refuerzo continuo inferior en la franja de columna no debe ser menor que un tercio del refuerzo superior en el apoyo en la franja de columna.

18.4.5.6 Al menos la mitad de todo el refuerzo inferior de la franja central y todo el refuerzo inferior de la franja de columna en el centro de la luz debe ser continuo y debe desarrollar f_y en la cara del apoyo, como se define en 8.10.3.2.1.

18.4.5.7 En los bordes discontinuos de la losa, todo el refuerzo superior e inferior en el apoyo debe desarrollarse en la cara del apoyo, como se define en 8.10.3.2.1.

R18.4.5 Losas en dos direcciones sin vigas Los requisitos de 18.4.5 se aplican a losas en dos direcciones sin vigas, tales como losas planas.

El uso de las combinaciones de carga definidas en las ecuaciones (5.3.1e) y (5.3.1g) pueden dar como resultado momentos que requieran refuerzo tanto superior como inferior en los apoyos.

El momento M_{sc} se refiere, para una combinación dada de carga de diseño con E actuando en una dirección horizontal, a la porción del momento mayorado de la losa que es balanceado por el miembro 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 8.4.2.3.3, sólo se asigna una fracción del momento M_{sc} al ancho efectivo de la losa. Para las conexiones de borde y esquina, el refuerzo para flexión perpendicular al borde no se considera completamente efectivo a menos que se encuentre ubicado dentro del ancho efectivo de la losa (ACI 352-1R; Pan and Moehle 1989). Véase la figura R18.4.5.1.

En las figuras R18.4.5.2 y R18.4.5.3 se ilustra la aplicación de los requisitos de 18.4.5.

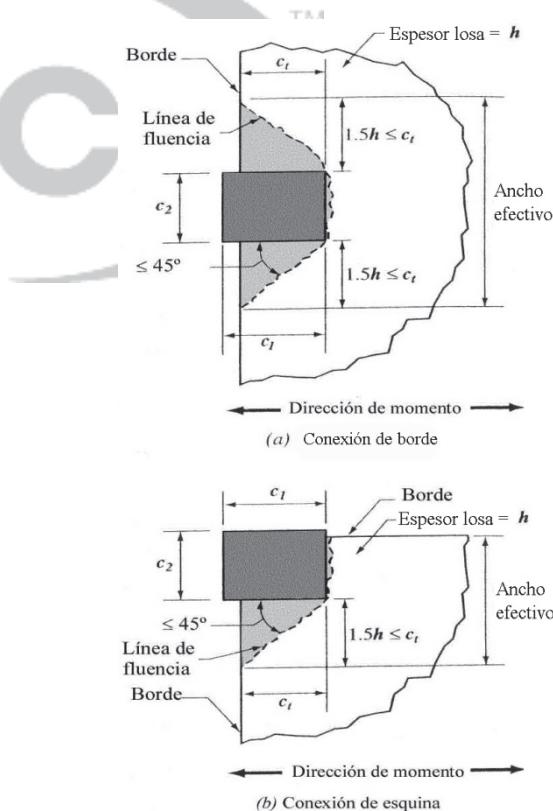


Fig. R18.4.5.1 — Ancho efectivo para colocación del refuerzo en conexiones de borde y de esquina

REGLAMENTO

COMENTARIO

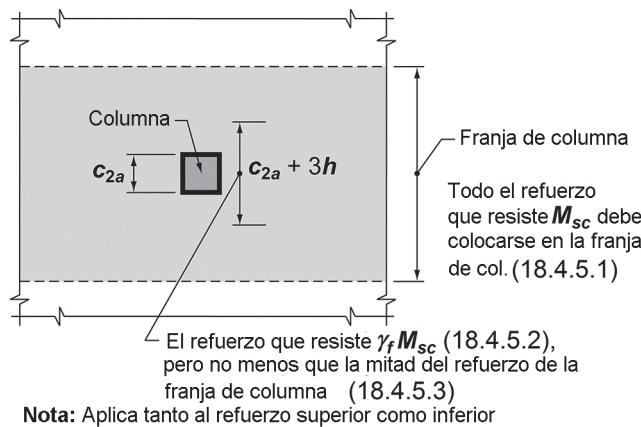


Fig. R18.4.5.2 — Localización del refuerzo en losas

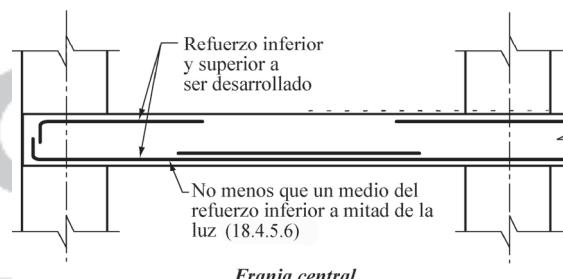
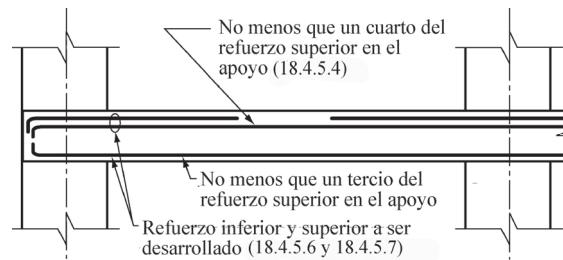


Fig. R18.4.5.3 — Disposición del refuerzo en losas

18.4.5.8 En las secciones críticas para columnas definidas en 22.6.4.1, el cortante en dos direcciones causado por las cargas gravitacionales mayoradas no debe exceder $0.4\phi V_c$ donde V_c debe ser calculado de acuerdo con 22.6.5. Este requisito puede obviarse si la losa cumple con 18.14.5.

R18.4.5.8 Los requisitos se aplican a las losas en dos direcciones que se designan como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas. Las conexiones losa-columna en ensayos de laboratorio (Pan and Moehle 1989) exhibieron una reducida ductilidad de desplazamiento lateral cuando el cortante en la conexión de la columna excedía el límite recomendado. Las conexiones losa-columna también deben cumplir con los requisitos para resistencia a momento y cortante del Capítulo 8 bajo combinaciones de carga que incluyan efectos sísmicos.

18.5 — Muros estructurales intermedios de concreto prefabricado

18.5.1 Alcance

18.5.1.1 Los requisitos de esta sección se aplican a muros estructurales intermedios prefabricados que forman parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.

R18.5 — Muros estructurales intermedios de concreto prefabricado

Las conexiones entre los paneles de los muros prefabricados o entre los paneles y la cimentación deben resistir las fuerzas inducidas por los movimientos sísmicos y diseñarse para los efectos de fluencia en las proximidades de las conexiones. Cuando se utilizan empalmes mecánicos Tipo 2 para conectar directamente el refuerzo principal, la

REGLAMENTO

18.5.2 Generalidades

18.5.2.1 En las conexiones entre los paneles de muro, o entre los paneles de muro y la cimentación, se debe restringir la fluencia en elementos de acero o en el refuerzo.

18.5.2.2 En los elementos de la conexión que no han sido diseñados para fluir la resistencia requerida debe basarse en $1.5S_y$ de la porción de la conexión que fluye.

18.5.2.3 En estructuras asignadas a CDS D, E y F los machones de muro deben diseñarse de acuerdo con 18.10.8 ó 18.14.

18.6 — Vigas de pórticos especiales resistentes a momento

18.6.1 Alcance

18.6.1.1 Esta sección aplica a las vigas de los pórticos especiales resistentes a momentos que forman parte del sistema resistente ante fuerzas sísmicas y que se diseñan principalmente para resistir flexión y cortante.

18.6.1.2 Las vigas de los pórticos especiales resistentes a momentos deben interconectarse a columnas de pórticos especiales resistentes a momento que cumplen con 18.7.

COMENTARIO

resistencia probable del empalme debe ser al menos 1.5 veces la resistencia a la fluencia especificada del refuerzo.

R18.6 — Vigas en pórticos especiales resistentes a momento

R18.6.1 Alcance — Esta sección se refiere a vigas pertenecientes a pórticos especiales resistentes a momento que resisten cargas laterales inducidas por los movimientos sísmicos. En los Reglamentos anteriores, cualquier miembro perteneciente a un pórtico, sometido a una fuerza axial mayorada de compresión que excediera $(A_g f'_c / 10)$ bajo cualquier combinación de carga debía diseñarse y detallarse como se describe en 18.7. En el Reglamento de 2014, todos los requisitos para las vigas se encuentran en 18.6 independientemente de la magnitud de la fuerza axial de compresión.

Este Reglamento fue redactado bajo la suposición que los pórticos especiales resistentes a momento incluyen vigas horizontales y columnas verticales interconectadas mediante un nudo viga-columna. Se acepta que vigas y columnas puedan estar inclinadas siempre que el sistema resultante se comporte como un pórtico, esto es, que la resistencia lateral se encuentre dada principalmente por la transferencia de momento entre vigas y columnas más que por la acción de puentes o diagonales. En pórticos resistentes a momentos especiales, es aceptable diseñar vigas para que resistan combinaciones de momento y fuerza axial como ocurre en vigas que actúan simultáneamente como miembros de pórtico y como cuerdas o colectores de un diafragma. Se acepta que las vigas de pórticos especiales resistentes a momento se extiendan más allá de la columna, actuando en voladizo, sin embargo, estos voladizos no forman parte del pórtico especial resistente a momento que forma parte del sistema resistente ante fuerzas sísmicas. También se acepta que vigas de pórticos especiales resistentes a momentos lleguen al borde de un muro siempre que el borde se encuentre reforzado como una columna de pórtico especial resistente a momento de acuerdo con 18.7. Un pórtico de concreto arriostrado, donde la resistencia lateral está proporcionada principalmente por las fuerzas axiales en vigas y columnas, no se reconoce como un sistema resistente ante fuerzas sísmicas.

R18.6.2 Límites dimensionales — Evidencia experimental (Hirosawa 1977) indica que, bajo inversiones de los desplazamientos dentro del rango no lineal, el comportamiento de miembros continuos con relaciones luz-altura menores que cuatro es significativamente diferente del

18.6.2 Límites dimensionales

18.6.2.1 Las vigas deben cumplir con (a) hasta (c).

(a) La luz libre ℓ_n no debe ser menor que $4d$.



REGLAMENTO

- (b) El ancho b_w debe ser al menos igual al menor de **0.3h** y 10 pulg.
 (c) La proyección del ancho de la viga más allá del ancho de la columna soportante a cada lado no debe exceder el menor de c_2 y **0.75c₁**.

COMENTARIO

comportamiento de miembros relativamente esbeltos. Las reglas de diseño derivadas de la experiencia con miembros relativamente esbeltos no son directamente aplicables a miembros con relaciones luz-altura menores que cuatro, especialmente con respecto a la resistencia al cortante.

Las restricciones geométricas indicadas en 18.6.2.1(b) y (c) se derivaron de la práctica e investigación (ACI 352R-02) con pórticos de concreto reforzado resistentes a fuerzas inducidas por sismo. Los límites en 18.6.2.1(c) definen el ancho máximo de la viga que puede transferir efectivamente las fuerzas al nudo viga-columna. La figura R18.6.2 muestra un ejemplo del ancho efectivo máximo de una viga.

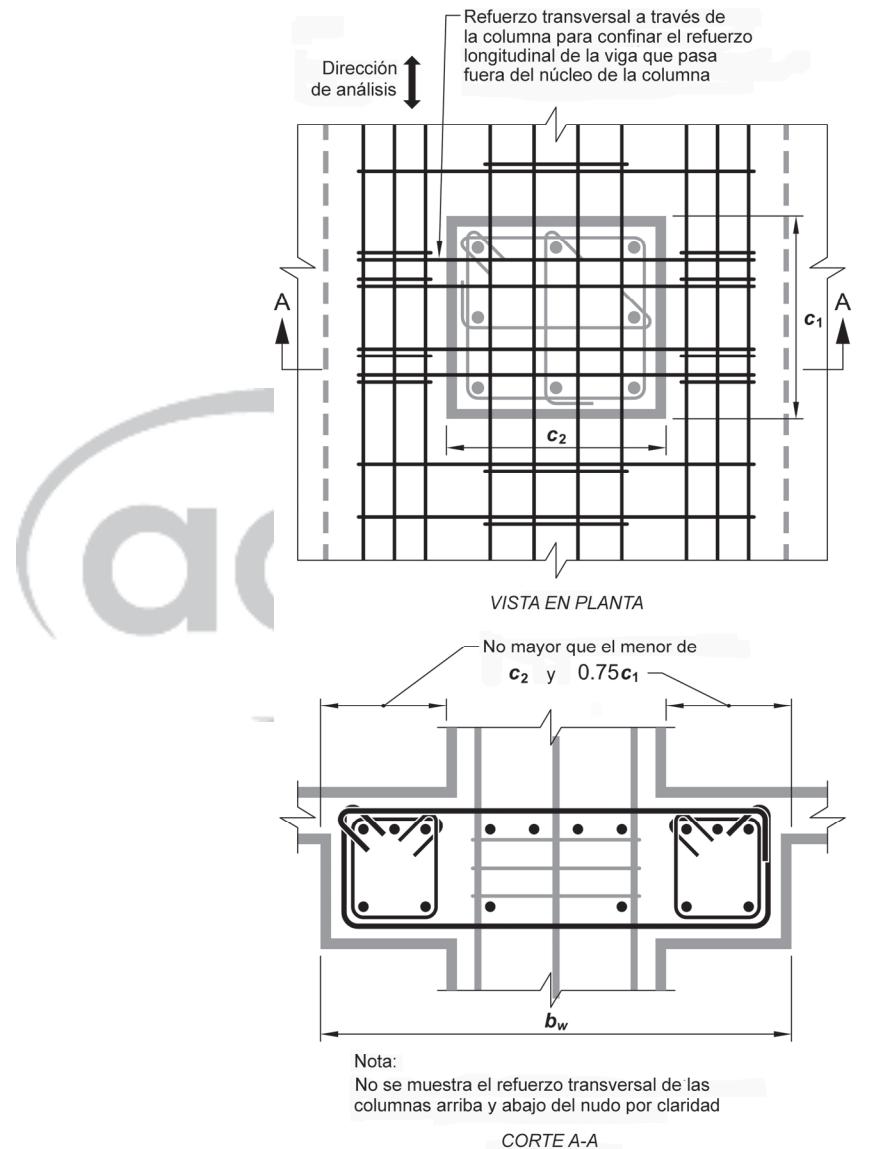


Fig. R18.6.2 — Ancho máximo efectivo de una viga ancha y el refuerzo longitudinal requerido

18.6.3 Refuerzo longitudinal

18.6.3.1 Las vigas deben tener al menos dos barras continuas tanto en la cara superior como inferior. En cualquier

R18.6.3 Refuerzo longitudinal

R18.6.3.1 El límite a la cuantía de refuerzo de 0.025 se basa principalmente en condiciones de congestión de acero e

REGLAMENTO

sección, tanto para el refuerzo superior como para el inferior, la cantidad de refuerzo no debe ser inferior a lo requerido por 9.6.1.2, y la cuantía de refuerzo ρ no debe exceder 0.025.

18.6.3.2 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 miembro, debe ser al menos igual a un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

18.6.3.3 Sólo se permiten empalmes por traslapo de refuerzo longitudinal corrugado cuando se proporcionan estribos cerrados de confinamiento o espirales en la longitud de empalme por traslapo. El espaciamiento del refuerzo transversal que confina las barras traslapadas no debe exceder al menor entre $d/4$ y 4 pulg. No deben usarse empalmes por traslapo en ubicaciones identificadas de (a) hasta (c):

- (a) Dentro de los nudos.
- (b) En una distancia de dos veces la altura de la viga medida desde la cara del nudo
- (c) Dentro de una distancia del doble de la altura de la viga medida desde secciones donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de los desplazamientos laterales que excedan el rango elástico de comportamiento.

18.6.3.4 Los empalmes mecánicos deben cumplir con 18.2.7 y los empalmes soldados deben cumplir con 18.2.8.

18.6.3.5 Cuando se use preeforzado, éste debe cumplir con (a) hasta (d), a menos que se use en un pórtico especial a momento como lo permite 18.9.2.3:

- (a) El preefuerzo promedio f_{pc} calculado para un área igual a la menor dimensión de la sección transversal de la viga multiplicada por la dimensión transversal perpendicular no debe exceder al menor entre 500 lb./pulg.² y $f'_c/10$.
- (b) El acero de preeforzado no debe estar adherido en las regiones potenciales de articulación plástica, y las deformaciones unitarias en el acero de preeforzado bajo el desplazamiento de diseño debe ser menor que 0.01.
- (c) El acero de preeforzado no debe contribuir con más de un cuarto de la resistencia a flexión positiva o negativa en la sección crítica de una región de articulación plástica y debe estar anclado en la cara externa del nudo o más allá de ella.
- (d) Los anclajes de tendones de postensado que resistan fuerzas inducidas por sismo deben ser capaces de permitir que los tendones resistan 50 ciclos de carga, con fuerzas en el refuerzo preeforzado que ocurran dentro del 40 y 85 por ciento de la resistencia a tracción especificada del acero de preefuerzo.

COMENTARIO

indirectamente en la limitación de los esfuerzos de cortante en vigas de dimensiones normales.

R18.6.3.3 Los empalmes por traslapo del refuerzo están prohibidos a lo largo de regiones en las cuales se espera fluencia por flexión debido a que dichos empalmes por traslapo no se consideran confiables en condiciones de carga ciclica dentro del rango inelástico. El refuerzo transversal para los empalmes por traslapo en cualquier ubicación es obligatorio debido a la posible pérdida del concreto de recubrimiento y por la necesidad de confinar el empalme.

R18.6.3.5 Estos requisitos se desarrollaron, en parte, con base a las observaciones del comportamiento de edificaciones en sismos (ACI 423.3R-05). Para calcular el preefuerzo promedio, usualmente la dimensión menor de la sección transversal en una viga es la dimensión del alma, y no es la intención referirse al espesor del ala. En una región potencial de articulación plástica, el límite en la deformación unitaria y el requisito de tendones no adheridos tratan de prevenir la fractura de los tendones bajo deformación sísmica inelástica. Se debe calcular la deformación unitaria en el acero de preefuerzo considerando el mecanismo inelástico anticipado de la estructura. Para acero de preefuerzo no adherido a lo largo de toda la luz de la viga, generalmente, las deformaciones unitarias se encontrarán muy por debajo del límite especificado. Para el acero de preefuerzo con una longitud corta no adherida a través del nudo o adyacente a él, la deformación unitaria adicional debida a las deformaciones sísmicas se calcula como el producto de la altura del eje neutro multiplicado por la suma de las rotaciones de la articulación plástica en el nudo, dividido por la longitud no adherida.

Las restricciones a la resistencia a flexión proporcionada por los tendones se basan en los resultados de estudios analíticos y experimentales (Ishizuka and Hawkins 1987; Park and Thompson 1977; Thompson and Park 1980). A pesar de que se puede obtener un comportamiento sísmico satisfactorio con mayores cuantías de acero de preefuerzo, esta restricción

REGLAMENTO

COMENTARIO

es necesaria para permitir el uso de los mismos coeficientes de modificación de respuesta y de amplificación de la deflexión, como los especificados en los reglamentos modelo para pórticos especiales resistentes a momento sin acero de preesfuerzo. Los pórticos especiales resistentes a momento preesforzados en general contienen refuerzo preesforzado continuo que está anclado, con suficiente recubrimiento en, o más allá de la cara exterior de cada conexión viga-columna localizada en los extremos del pórtico resistente a momento.

Los ensayos de fatiga para 50 ciclos cargas entre 40 y 80 por ciento de la resistencia especificada a tracción del acero de preesfuerzo han sido una práctica de la industria con larga tradición (ACI 423.3R-05; ACI 423.7-07). El límite de 80 por ciento fue incrementado a 85 por ciento para hacerlo compatible al límite de 1 por ciento en la deformación unitaria del acero de preesfuerzo. Los ensayos en este rango de esfuerzos intentan simular de manera conservadora el efecto de un sismo severo. ACI 423.7 presenta detalles adicionales de los procedimientos de ensayo para diferentes niveles de esfuerzo.

18.6.4 Refuerzo transversal

18.6.4.1 Deben colocarse estribos cerrados de confinamiento en las siguientes regiones de las vigas:

- (a) En una longitud igual a dos veces la altura de la viga, medida desde la cara de miembros de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos de la viga.
- (b) En longitudes iguales a dos veces la altura de la viga a ambos lados de una sección donde puede ocurrir fluencia por flexión debido a los desplazamientos laterales más allá del rango elástico de comportamiento.

18.6.4.2 Donde se requieran estribos cerrados de confinamiento, las barras de refuerzo longitudinales principales más cercanas a las caras de tracción y compresión deben tener soporte lateral de acuerdo con 25.7.2.3 y 25.7.2.4. El espaciamiento de las barras de flexión soportadas transversalmente no debe exceder 14 pulg. No se requiere soportar lateralmente el refuerzo superficial requerido por 9.7.2.3.

18.6.4.3 Se permite que los estribos cerrados de confinamiento en vigas sean hechos hasta con dos piezas de refuerzo: un estribo con un gancho sísmico en cada extremo y cerrado por un gancho suplementario. Los ganchos suplementarios consecutivos que enlanzan la misma barra longitudinal deben tener sus ganchos de 90 grados en lados opuestos del miembro en flexión. Si las barras de refuerzo longitudinal aseguradas por los ganchos suplementarios están confinadas por una losa en un solo lado de la viga, los ganchos de 90 grados de los ganchos suplementarios deben ser colocados en dicho lado.

18.6.4.4 El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 2 pulg. de la cara de la columna de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de (a) hasta (c):

R18.6.4 Refuerzo transversal — El refuerzo transversal se requiere principalmente para confinar el concreto y dar soporte lateral a las barras de refuerzo en regiones en las que se espera fluencia. En la figura R18.6.4 se muestran ejemplos de estribos cerrados de confinamiento adecuados para vigas.

En las ediciones anteriores del Reglamento, el límite superior para el espaciamiento de estribos de confinamiento fue el menor de $d/4$, 8 diámetros de la barra longitudinal, 24 diámetros de la barra de estribo y 12 pulg. Los límites superiores fueron cambiados en la edición del año 2011 debido a la preocupación respecto a si estos espaciamientos inhibían el pandeo de las barras longitudinales y al confinamiento en las vigas de sección grande.

En el caso de miembros con resistencia variable a lo largo del vano, o de miembros para los que la carga permanente representa una gran parte 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 refuerzo transversal también en regiones en las que se espera fluencia. Debido a que pueda ser que se produzca descascaramiento del concreto superficial, especialmente en y cerca de las regiones de fluencia por flexión, es necesario que el refuerzo del alma tenga la forma de estribos cerrados de confinamiento.

REGLAMENTO

(a) $d/4$.

(b) Seis veces el diámetro de las barras principales a flexión más pequeñas, excluyendo el refuerzo superficial requerido por 9.7.2.3.

(c) 6 pulg.

18.6.4.5 Donde se requieran estribos cerrados de confinamiento, éstos deben diseñarse para resistir cortante de acuerdo con 18.6.5.

18.6.4.6 Cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud de la viga.

18.6.4.7 En vigas que tengan una fuerza a compresión axial mayorada que exceda $A_g f'_c / 10$, se debe colocar estribos cerrados de confinamiento que cumplan con 18.7.5.2 a 18.7.5.4 en las longitudes identificadas en 18.6.4.1. A lo largo de la longitud restante, estribos cerrados de confinamiento que cumplan con 18.7.5.2 deben tener un espaciamiento s que no excede al menor de seis veces el diámetro de la menor barra longitud de la viga y 6 pulg. Donde el recubrimiento de concreto sobre el refuerzo transversal excede de 4 pulg., se debe colocar refuerzo transversal adicional con un recubrimiento que no excede de 4 pulg. y un espaciamiento que no excede de 12 pulg.

18.6.5 Resistencia a cortante

18.6.5.1 Fuerzas de diseño — La fuerza cortante de diseño V_e debe determinarse a partir de las fuerzas en la parte de la viga comprendida entre las caras del nudo. Se debe suponer que en las caras de los nudos localizados en los extremos de la viga actúan momentos de signo opuesto correspondientes a la resistencia a flexión probable, M_{pr} , y que la viga está además cargada a lo largo de la luz con cargas aferentes gravitacionales mayoradas.

18.6.5.2 Refuerzo transversal — El refuerzo transversal en los lugares identificados en 18.6.4.1 debe diseñarse para resistir cortante suponiendo $V_c = 0$ donde ocurrán simultáneamente (a) y (b):

(a) La fuerza cortante inducida por el sismo calculada de acuerdo con 18.6.5.1 representa la mitad o más de la resistencia máxima a cortante requerida en esas zonas;

(b) La fuerza axial de compresión mayorada P_u incluyendo los efectos sísmicos es menor que $A_g f'_c / 20$.

COMENTARIO

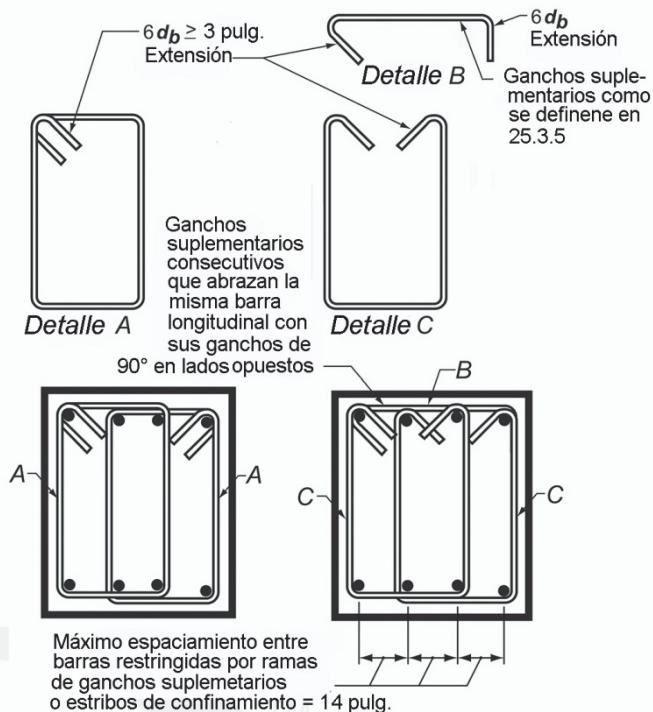


Fig. R18.6.4 — Ejemplos de estribos cerrados de confinamiento superpuestos e ilustración del límite del máximo espaciamiento horizontal de barras longitudinales restringidas lateralmente

R18.6.5 Resistencia a cortante — A menos que una viga tenga una resistencia a momento del orden de 3 a 4 veces el momento de diseño, debe suponerse que llegará a fluencia en el caso de un sismo fuerte. La fuerza cortante de diseño debe seleccionarse de tal manera que sea una buena aproximación del cortante máximo que se puede desarrollar en el miembro. Por lo tanto, la resistencia a cortante requerida en miembros de pórtico está relacionada con la resistencia a flexión de dicho miembro más que con las fuerzas cortantes mayoradas obtenidas del análisis de cargas laterales. Las condiciones descritas en 18.6.5.1 se ilustran en la figura R18.6.5.

Debido a que la resistencia de fluencia real del refuerzo longitudinal puede exceder la resistencia de fluencia especificada y debido a que es probable que ocurra endurecimiento por deformación del refuerzo en un nudo sometido a rotaciones grandes, la resistencia a cortante requerida se determina usando un esfuerzo de al menos $1.25 f_y$ para el refuerzo longitudinal.

Estudios experimentales (Popov et al. 1972) de miembros de concreto reforzado sometidos a cargas cíclicas han demostrado que se requiere más refuerzo de cortante para asegurar la falla por flexión en un miembro sometido a desplazamientos no lineales alternantes que si el miembro es cargado en una dirección solamente; siendo este incremento necesario del refuerzo a cortante mayor cuando no existe carga axial. Esta observación está reflejada en el Reglamento (véase 18.6.5.2) eliminando del término que representa la contribución del concreto a la resistencia al cortante. La seguridad adicional respecto al cortante se considera necesaria

REGLAMENTO

COMENTARIO

en lugares donde potencialmente se puedan producir articulaciones de flexión. Sin embargo, esta estrategia, elegida por su simplicidad relativa, no se debe interpretar como que no se requiere el concreto para resistir el cortante. Por el contrario, se puede argumentar que el núcleo de concreto resiste todo el cortante, con el refuerzo de cortante (transversal) confinando y aumentando la resistencia del concreto. El núcleo confinado de concreto juega un papel importante en el comportamiento de la viga y no se debe minimizar sólo porque la expresión de diseño no reconoce esto de manera explícita.

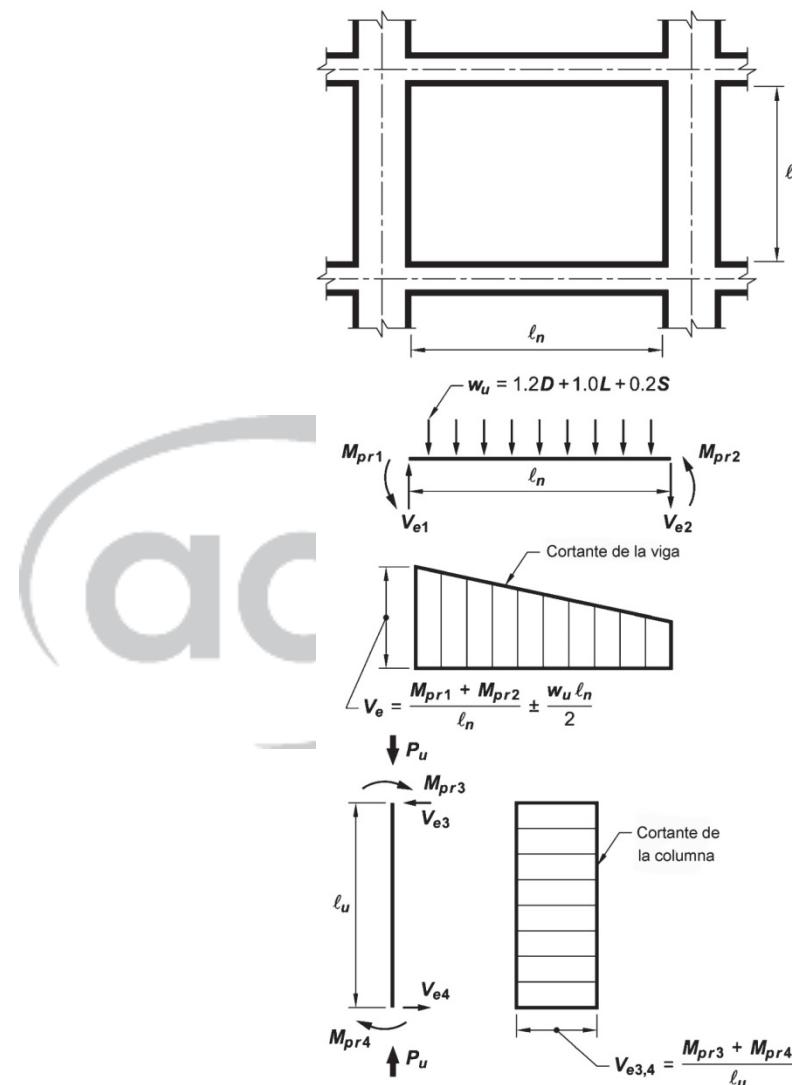


Fig. R18.6.5 — Cortante de diseño para vigas y columnas

Notas de la figura R18.6.5:

- La dirección de la fuerza de cortante V_e depende de las magnitudes relativas de las cargas gravitacionales y los cortantes generados por los momentos en los extremos.
- Los momentos en los extremos M_{pr} basados en el esfuerzo de tracción en el refuerzo de $1.25f_y$, donde f_y es la resistencia especificada a la fluencia. (Ambos momentos en los extremos del elemento deben considerarse en las dos direcciones, en el sentido de las manecillas del reloj)

REGLAMENTO

18.7 — Columnas de pórticos especiales resistentes a momento

18.7.1 Alcance

18.7.1.1 Esta sección aplica a columnas de pórticos especiales resistentes a momento que forman parte del sistema de resistencia ante fuerza sísmicas y que se diseñan principalmente para resistir flexión, cortante y fuerzas axiales.

18.7.2 Límites dimensionales

18.7.2.1 Las columnas deben cumplir con (a) y (b):

- (a) La dimensión menor de la sección transversal, medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, debe ser al menos 12 pulg.
- (b) La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular debe ser al menos 0.4.

18.7.3 Resistencia mínima a flexión de columnas

18.7.3.1 Las columnas deben satisfacer 18.7.3.2 ó 18.7.3.3.

18.7.3.2 Las resistencias a flexión de las columnas deben cumplir con

$$\Sigma M_{nc} \geq (6/5) \Sigma M_{nb} \quad (18.7.3.2)$$

donde

ΣM_{nc} es la suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo. La resistencia a la flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, congruente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que conduzca a la resistencia a la flexión más baja.

ΣM_{nb} es la suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en la cara del nudo. En vigas T, cuando la losa está en tracción debida al momento en la cara del nudo, el refuerzo de la losa dentro del ancho efectivo de losa definido en 6.3.2 debe suponerse que contribuye a M_{nb} siempre que el refuerzo de la losa esté desarrollado en la sección crítica para flexión.

Las resistencias a la flexión deben sumarse de tal manera que los momentos de la columna se opongan a los momentos de la viga. Debe cumplirse con la ecuación (18.7.3.2) para momentos de vigas que actúen en ambas direcciones en el plano vertical del pórtico que se considera.

COMENTARIO

y en el sentido contrario).

- 3. El momento en el extremo M_{pr} para columnas no requiere ser mayor que los momentos generados por el M_{pr} de las vigas que llegan a los nudos viga-columna. V_e no debe ser menor que el requerido por análisis de la estructura.

R18.7 — Columnas en pórticos especiales resistentes a momento

R18.7.1 Alcance Esta sección se refiere a columnas de pórticos especiales resistentes a momentos independientemente de la magnitud de la fuerza axial. Con anterioridad a 2014 el Reglamento permitía que las columnas con bajos niveles de esfuerzo axial fueran detalladas como vigas.

R18.7.2 Límites dimensionales Las limitaciones geométricas de estos requisitos se derivan de la práctica anterior (Seismology Committee of SEAOC 1996).

R18.7.3 Resistencia mínima a flexión de columnas — El propósito de 18.7.3.2 es reducir la posibilidad de fluencia de las columnas que forman parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas. Si las columnas no son más resistentes que las vigas que llegan a un nudo, existe una mayor posibilidad de acción inelástica en ellas. 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 18.7.3.2, las resistencias nominales de vigas y columnas se calculan en las caras del nudo y dichas resistencias se comparan directamente usando la ecuación (18.7.3.2). El Reglamento de 1995 y anteriores requería que las resistencias de diseño se compararan en el centro del nudo, lo que normalmente produce resultados similares, pero con un esfuerzo computacional mayor.

Al determinar la resistencia nominal a flexión de la sección de una viga en flexión negativa (la parte superior en tracción), el refuerzo longitudinal contenido dentro de un ancho efectivo de la losa superior que actúa monolíticamente con la viga, aumenta la resistencia de la viga. Las investigaciones efectuadas por French and Moehle (1991) en modelos viga-columna bajo cargas laterales indican que los anchos efectivos de losa como los que se definen en 6.3.2 estiman razonablemente las resistencias a flexión negativa de la viga en las conexiones interiores para niveles de deriva de piso cercanos al 2 por ciento de la altura del piso. Este ancho efectivo es conservador en los casos en que la losa termina en una viga dintel débil.

REGLAMENTO

18.7.3.3 Cuando 18.7.3.2 no se cumple en un nudo, la resistencia lateral y la rigidez de las columnas que lleguen a ese nudo se deben ignorar al calcular la resistencia y la rigidez de la estructura. Estas columnas deben cumplir con 18.14.

COMENTARIO

Cuando en un nudo no se puede cumplir con lo especificado en 18.7.3.2, 18.7.3.3 exige que cualquier contribución positiva de la columna o columnas, relacionada con la resistencia lateral y la rigidez de la estructura se desprecie. Las contribuciones negativas de la columna o columnas no se deben ignorar. Por ejemplo, el ignorar la rigidez de las columnas no se debe emplear como justificación para reducir el cortante 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 debe considerarse tal como lo exige por el reglamento general de construcción. Además, la columna debe estar provista con refuerzo transversal para aumentar su resistencia para cortante y fuerzas axiales.

18.7.4 Refuerzo longitudinal

18.7.4.1 El área de refuerzo longitudinal, A_{st} , debe ser al menos **0.01A_g** y no debe exceder **0.06A_g**.

18.7.4.2 En columnas con estribos de confinamiento circulares, debe haber al menos seis barras longitudinales.

18.7.4.3 Los empalmes mecánicos deben cumplir con 18.2.7 y los empalmes soldados deben cumplir con 18.2.8. Los empalmes por traslapo se permiten sólo dentro de la mitad central de la longitud del miembro, deben diseñarse como empalmes por traslapo en tracción y deben estar confinados por refuerzo transversal de acuerdo con 18.7.5.2 y 18.7.5.3.

18.7.5 Refuerzo transversal

18.7.5.1 Debe colocarse refuerzo transversal en las cantidades que se especifican en 18.7.5.2 hasta 18.7.5.4, en una longitud ℓ_0 medida desde cada cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamientos laterales más allá del rango elástico de comportamiento. La longitud ℓ_0 debe ser al menos igual a la mayor de (a) hasta (c):

- (a) La altura de la columna en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión.
- (b) Un sexto de la luz libre de la columna.
- (c) 18 pulg.

18.7.5.2 El refuerzo transversal debe disponerse de acuerdo con (a) hasta (f):

R18.7.4 Refuerzo longitudinal — El límite inferior del área de refuerzo longitudinal es para controlar las deformaciones dependientes del tiempo y para que el momento de fluencia exceda al momento de fisuración. 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 esfuerzos cortantes altos.

El descascaramiento del concreto de recubrimiento, que es posible que ocurra cerca de los extremos de la columna en los pórticos de configuración normal, hace vulnerables los empalmes por traslapo de esas ubicaciones. Cuando se hace necesario emplear empalmes por traslapo, estos deben estar ubicados cerca de la mitad de la altura, donde las inversiones de esfuerzos probablemente estén limitadas a un rango menor de esfuerzos que en los lugares cercanos a los nudos. Se requiere de refuerzo transversal a lo largo de los empalmes por traslapo debido a la incertidumbre en la distribución de momentos a lo largo de la altura y la necesidad de confinar los empalmes por traslapo sometidos a inversiones de esfuerzos (Sivakumar et al. 1983).

R18.7.5 Refuerzo transversal — Esta sección trata el confinamiento del concreto y la colocación de refuerzo transversal para proveer soporte lateral al refuerzo longitudinal.

R18.7.5.1 Esta sección establece la longitud mínima en los extremos de las columnas dentro de la cual se debe colocar refuerzo transversal con un menor espaciado, 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 de la edificación, en donde las cargas axiales y las demandas de flexión pueden ser especialmente elevadas (Watson et al. 1994).

R18.7.5.2 Las secciones 18.7.5.2 y 18.7.5.3 dan los requisitos para la configuración del refuerzo transversal para columnas y nudos de pórticos especiales resistentes a momento. La figura R18.7.5.2 muestra un ejemplo de

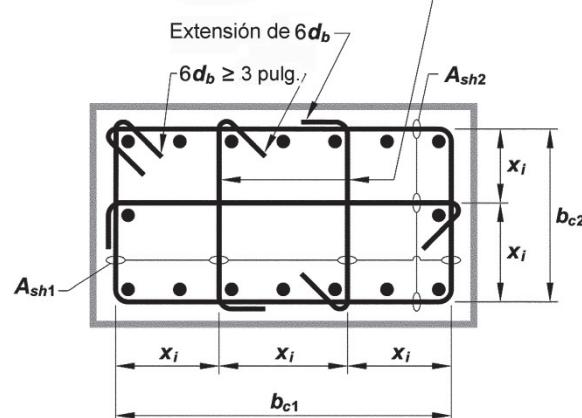
REGLAMENTO

- (a) El refuerzo transversal debe consistir ya sea en espirales simples o entrelazadas, o estribos cerrados de confinamiento circulares o rectilíneos con o sin ganchos suplementarios.
- (b) Los dobleces de estribos cerrados de confinamiento rectilíneos y de ganchos suplementarios deben abrazar barras periféricas longitudinales de refuerzo.
- (c) Pueden usarse ganchos suplementarios del mismo diámetro, o menor, al de los estribos cerrados de confinamiento, siempre y cuando se cumpla con la limitación de 25.7.2.2. Los ganchos suplementarios consecutivos deben tener sus extremos alternados a lo largo del refuerzo longitudinal y alrededor del perímetro de la sección.
- (d) Donde se usen estribos cerrados de confinamiento o ganchos suplementarios, éstos deben proveer soporte lateral al refuerzo longitudinal de acuerdo con 25.7.2.2 y 25.7.2.3.
- (e) El refuerzo debe disponerse de tal manera que el espaciamiento h_x de las barras longitudinales soportadas lateralmente por la esquina de un gancho suplementario o una rama de estribo cerrado de confinamiento no exceda 14 pulg. alrededor del perímetro de la sección de la columna.
- (f) Cuando $P_u > 0.3A_g f'_c$ o $f'_c > 10,000$ lb./pulg.² en columnas con estribos cerrados de confinamiento rectilíneos, toda barra longitudinal, o paquete de barras, alrededor del perímetro del núcleo de la columna debe tener soporte lateral provisto por la esquina del estribo cerrado de confinamiento o por un gancho sísmico, y el valor de h_x no debe exceder 8 pulg. P_u debe ser el máximo valor en compresión consistente con las combinaciones de mayoración de carga que incluyan E .

COMENTARIO

refuerzo transversal dispuesto como un estribo cerrado de confinamiento y tres ganchos suplementarios. Los ganchos suplementarios con gancho de 90 grados no son tan efectivos como los ganchos suplementarios con ganchos de 135 grados o los estribos cerrados de confinamiento para proporcionar confinamiento. Para valores bajos de $P_u/(A_g f'_c)$ y resistencias a la compresión del concreto bajas, los ganchos suplementarios que terminan en ganchos de 90 grados son adecuados si los extremos se alternan a lo largo de la longitud y el perímetro de la columna. Para valores más altos de $P_u/(A_g f'_c)$, para los cuales se espera un comportamiento controlado por compresión, y para resistencias del concreto a la compresión altas, para las cuales el comportamiento tiende a ser más frágil, el mejor confinamiento proveniente de tener esquinas de estribos cerrados de confinamiento o ganchos sísmicos soportando lateralmente todas las barras longitudinales de refuerzo es importante para lograr el desempeño deseado. Donde estas condiciones apliquen se requieren ganchos suplementarios con ganchos sísmicos en sus dos extremos. El límite de 8 pulg. para h_x también tiene como objetivo mejorar el comportamiento bajo estas condiciones críticas. Para barras en paquete, se necesitan dobleces y ganchos en los estribos cerrados de confinamiento y ganchos suplementarios para abrazar el paquete y se deben considerar extensiones mayores en el extremo libre de los ganchos. La carga axial P_u de la columna debe reflejar las demandas de compresión mayorada tanto para cargas sísmicas como gravitacionales.

Ganchos suplementarios consecutivos que abrazan la misma barra longitudinal deben tener sus ganchos de 90° alternados en caras opuestas de la columna



La dimensión x_i centro a centro entre las ramas de estribo no debe exceder 14 pulg. El término h_x usado en la ecuación (18.7.5.3) se toma como el mayor valor de x_i .

Fig. R18.7.5.2 — Ejemplo de refuerzo transversal en columnas

En ediciones pasadas del Reglamento, los requisitos para refuerzo transversal en columnas, muros, nudos viga-columna y vigas de acople reforzadas diagonalmente hacían referencia a las mismas ecuaciones. En la edición de 2014 del

REGLAMENTO

COMENTARIO

Reglamento, las ecuaciones y requisitos de detallado difieren dentro de los tipos de miembro con base en consideraciones de sus solicitudes de carga, deformaciones y requisitos de desempeño. Adicionalmente, h_x , anteriormente se refería a la distancia entre ramas de estribos cerrados de confinamiento y ganchos suplementarios. En la edición de 2014 del Reglamento, h_x se refiere a la distancia entre barras longitudinales apoyadas lateralmente por estos estribos cerrados de confinamiento y ganchos suplementarios.

18.7.5.3 La separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de (a) hasta (c):

- (a) La cuarta parte de la dimensión menor de la columna.
- (b) Seis veces el diámetro de la menor barra de refuerzo longitudinal.
- (c) s_0 según se calcule por medio de la ecuación (18.7.5.3):

$$s_0 = 4 + \left(\frac{14 - h_x}{3} \right) \quad (18.7.5.3)$$

El valor de s_0 de la ecuación (18.7.5.3) no debe ser mayor a 6 pulg. y no es necesario tomarlo menor a 4 pulg.

18

18.7.5.4 La cantidad de refuerzo transversal debe cumplir lo exigido por la Tabla 18.7.5.4.

Tabla 18.7.5.4 — Refuerzo transversal para columnas en pórticos especiales resistentes a momento

Refuerzo transversal	Condición	Expresiones aplicables	
A_{sh}/sb_c para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ y $f'_c \leq 10,000$ lb./pulg. ²	Mayor de (a) y (b)	$0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \text{ (a)}$ $0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \text{ (b)}$
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ ó $f'_c > 10,000$ lb./pulg. ²	Mayor de (a), (b) y (c)	$0.2k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}} \text{ (c)}$
ρ_s para espirales o estribos cerrados de confinamiento circulares	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ y $f'_c \leq 10,000$ lb./pulg. ²	Mayor de (d) y (e)	$0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \text{ (d)}$ $0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}} \text{ (e)}$
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ ó $f'_c > 10,000$ lb./pulg. ²	Mayor de (d), (e) y (f)	$0.35k_f \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}} \text{ (f)}$

Los factores de resistencia del concreto, k_f , y de efectividad del confinamiento, k_n , deben calcularse de acuerdo con las ecuaciones (18.7.5.4a) y (18.7.5.4b), respectivamente:

$$(a) k_f = \frac{f'_c}{25,000} + 0.6 \geq 1.0 \quad (18.7.5.4a)$$

$$(b) k_n = \frac{n_\ell}{n_\ell - 2} \quad (18.7.5.4b)$$

R18.7.5.3 El requisito de un espaciamiento que no excede de un cuarto de la dimensión mínima del miembro tiene por objeto obtener un confinamiento adecuado para el concreto. El requisito de un espaciamiento que no excede de seis diámetros de barra tiene por objeto restringir el pandeo del refuerzo longitudinal después del descascaramiento. El espaciamiento de 4 pulg. es para confinamiento del concreto; 18.7.5.3 permite relajar este límite a un máximo de 6 pulg. si el espaciamiento de los ganchos suplementarios o las ramas de los estribos cerrados de confinamiento múltiples se limita a 8 pulg. o menos.

R18.7.5.4 El efecto en la capacidad de deformación de columnas del refuerzo en forma de hélice (espiral) y de estribos cerrados de confinamiento adecuadamente configurados está bien establecido (Sakai and Sheikh 1989). Las expresiones (a), (b), (d) y (e) en la Tabla 18.7.5.4 han sido utilizadas históricamente en ACI 318 para calcular el refuerzo de confinamiento requerido con el fin de garantizar que el descascaramiento del recubrimiento exterior de concreto no resulta en pérdida de la resistencia a carga axial de la columna. Las expresiones (c) y (f) se desarrollaron con base en una revisión de los datos de ensayos de columnas (Elwood et al. 2009) y tienen como objetivo producir columnas capaces de resistir índices de deriva de 0.03 con una degradación de la resistencia limitada. Las expresiones (c) y (f) se activan para cargas axiales mayores de $0.3A_g f'_c$, la cual corresponde aproximadamente al inicio del comportamiento controlado por compresión para columnas con refuerzo longitudinal simétrico. El término k_n (Paultre and Légeron 2008) disminuye el confinamiento requerido en columnas con refuerzo longitudinal lateralmente soportado y con poco espaciamiento entre las barras, debido a que esas columnas están más efectivamente confinadas que columnas con barras longitudinales espaciadas una distancia mayor. El término k_f aumenta el confinamiento requerido en columnas con $f'_c > 10,000$ lb./pulg.² debido a que estas columnas pueden presentar una falla frágil si no están bien confinadas. Las resistencias del concreto mayores de 15,000 lb./pulg.² deben utilizarse con precaución debido a los pocos resultados existentes de ensayos experimentales de estas columnas. La resistencia del concreto que se utilice para determinar el refuerzo de confinamiento debe ser la misma que se especifique en los documentos de construcción.

REGLAMENTO

donde n_t es el número de barras longitudinales, o paquetes de barras, alrededor del perímetro del núcleo de una columna con estribos cerrados de confinamiento que están soportadas lateralmente por una esquina del estribo cerrado de confinamiento o con ganchos sísmicos.

18.7.5.5 Más allá de la longitud ℓ_0 especificada en 18.7.5.1, la columna debe contener refuerzo en forma de espiral o estribos cerrados de confinamiento, que cumplan con 25.7.2 hasta 25.7.4, con un espaciamiento s que no exceda al menor de seis veces el diámetro de las barras longitudinales de la columna ó 6 pulg., a menos que 18.7.4.3 ó 18.7.6 requieran mayores cantidades de refuerzo transversal.

18.7.5.6 Las columnas que soportan reacciones de miembros rígidos discontinuos, como muros, deben cumplir con (a) y (b):

(a) El refuerzo transversal requerido por 18.7.5.2 hasta 18.7.5.4, debe colocarse en su altura total, en todos los niveles, debajo del nivel en el cual ocurre la discontinuidad, cuando la fuerza mayorada de compresión axial en estas columnas, relacionada con el efecto sísmico, excede $A_g f'_c / 10$. Donde se hayan magnificado las fuerzas de diseño para tener en cuenta la sobrerresistencia de los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas, el límite de $A_g f'_c / 10$ debe aumentarse a $A_g f'_c / 4$.

(b) El refuerzo transversal, debe extenderse dentro del miembro discontinuo por lo menos ℓ_d de la barra longitudinal mayor de la columna, donde ℓ_d se determina de acuerdo con 18.8.5. Si el extremo inferior de la columna termina en un muro, el refuerzo transversal requerido debe extenderse dentro del muro por lo menos ℓ_d de la barra longitudinal más grande de la columna en el punto en que termina. Si la columna termina en una zapata o una losa de cimentación, el refuerzo transversal requerido debe extenderse por lo menos 12 pulg. dentro de la zapata o losa de cimentación.

18.7.5.7 Si el recubrimiento de concreto fuera del refuerzo transversal de confinamiento, requerido por 18.7.5.1, 18.7.5.5 y 18.7.5.6, excede 4 pulg., debe colocarse refuerzo transversal adicional con un recubrimiento de concreto que no exceda de 4 pulg. y con un espaciamiento que tampoco exceda 12 pulg.

COMENTARIO

Las expresiones (a), (b) y (c) de la Tabla 18.7.5.4 deben cumplirse en las dos direcciones de la sección del núcleo rectangular de la columna. Para cada dirección, b_c es la dimensión del núcleo perpendicular a las ramas del estribo cerrado de confinamiento que conforman A_{sh} , como se muestra en la Fig. R18.7.5.2.

Resultados de investigaciones indican que el refuerzo de alta resistencia puede utilizarse apropiadamente como refuerzo de confinamiento. La sección 20.2.2.4 permite valores de f_yt tan altos como 100,000 lb./pulg.² para ser utilizados en la Tabla 18.7.5.4.

R18.7.5.5 Estos requisitos tienen como objetivo dar una protección razonable a la zona a media altura de la columna localizada fuera de las distancias ℓ_0 . Observaciones realizadas después de la ocurrencia de sismos han mostrado daños significativos en las columnas en esta región, y se requiere un mínimo de estribos cerrados de confinamiento o espirales para proveer una resistencia más uniforme en la columna a lo largo de su longitud.

R18.7.5.6 Las columnas que soportan miembros rígidos discontinuos, como muros o cerchas, pueden desarrollar una respuesta inelástica considerable. Por lo tanto, se requiere que estas columnas tengan el refuerzo transversal especificado en toda su longitud. Esto cubre a todas las columnas bajo el nivel en el cual el miembro rígido ha sido discontinuado, a menos que las fuerzas mayoradas correspondientes a los efectos sísmicos sean bajas. Véase R18.12.7.5 para una discusión sobre el factor de sobrerresistencia Ω_0 .

R18.7.5.7 El recubrimiento no reforzado puede descascararse cuando la columna se deforma al resistir los efectos sísmicos. La separación de sectores del recubrimiento con respecto al núcleo causada por un descascaramiento local crea un riesgo de caída del material. Se requiere de refuerzo adicional para reducir el riesgo de que partes del recubrimiento caigan desde la columna.

REGLAMENTO

COMENTARIO

18.7.6 Resistencia a cortante

18.7.6.1 Fuerzas de diseño

18.7.6.1.1 La fuerza de cortante de diseño V_e se debe determinar considerando las máximas fuerzas que puedan generarse en las caras de los nudos en cada extremo de la columna. Estas fuerzas en el nudo se deben determinar usando las resistencias a flexión máximas probables, M_{pr} , en cada extremo de la columna, correspondientes al intervalo de fuerzas axiales mayoradas, P_u , que actúan en ella. No es necesario que las fuerzas cortantes en la columna sean mayores que aquellas determinadas a partir de la resistencia de los nudos con base en el M_{pr} de las vigas que llegan al nudo. En ningún caso V_e puede ser menor que el cortante mayorado determinado a partir del análisis de la estructura.

18.7.6.2 Refuerzo transversal

18.7.6.2.1 El refuerzo transversal en las longitudes ℓ_0 , definidas en 18.7.5.1, debe diseñarse para resistir el cortante suponiendo $V_c = 0$ cuando (a) y (b) ocurran simultáneamente:

- (a) La fuerza cortante inducida por el sismo, calculada de acuerdo con 18.7.6.1, representa la mitad o más de la resistencia a cortante requerida dentro de ℓ_0 .
- (b) La fuerza axial de compresión mayorada P_u incluyendo el efecto sísmico es menor que $A_g f'_c / 20$.

18.8 — Nudos en pórticos especiales resistentes a momento

18.8.1 Alcance

18.8.1.1 Esta sección aplica a nudos viga-columna de pórticos especiales resistentes a momento que forman parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.

18.8.2 Generalidades

18.8.2.1 Las fuerzas en el refuerzo longitudinal de la viga en la cara del nudo deben determinarse suponiendo que la resistencia en el refuerzo de tracción por flexión es $1.25f_y$.

18.8.2.2 El refuerzo longitudinal de una viga que termine en una columna, debe prolongarse hasta la cara del núcleo confinado de la columna más distante y anclarse, en tracción, de acuerdo con 18.8.5 y en compresión de acuerdo con 25.4.9.

R18.7.6 Resistencia a cortante

R18.7.6.1 Fuerzas de diseño

R18.7.6.1.1 Los procedimientos de 18.6.5.1 también se aplican a columnas. En pisos por encima del nivel del terreno, 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 es 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 resistencia efectiva del acero de refuerzo de al menos $1.25f_y$. La distribución de la resistencia combinada a momento de las vigas hacia las columnas encima y debajo del nudo, debe estar basada en análisis.

R18.8 — Nudos en pórticos especiales resistentes a momento

R18.8.2 Generalidades — El desarrollo de rotaciones inelásticas en las caras de los nudos en pórticos de concreto reforzado está asociado con deformaciones unitarias en el refuerzo las cuales exceden ampliamente la deformación unitaria de fluencia. En consecuencia, la fuerza cortante en el nudo generada por el refuerzo de flexión se calcula para una resistencia de $1.25f_y$ en el refuerzo (véase 18.8.2.1). Una explicación detallada de las razones de un posible desarrollo de esfuerzos más allá de la resistencia a la fluencia en el refuerzo de tracción de vigas principales se da en ACI 352R.

R18.8.2.2 Los requisitos de diseño para barras con ganchos se basan principalmente en experiencia con ganchos de 90 grados. Por lo tanto, los ganchos estándar de 90 grados se prefieren a los ganchos estándar de 180 grados a menos que existan consideraciones inusuales que demanden el uso de ganchos de 180 grados. Para barras en compresión, la longitud de desarrollo corresponde a la porción recta de la barra con gancho, o con cabeza, medida desde la sección

REGLAMENTO

18.8.2.3 Donde el refuerzo longitudinal de una viga atraviese el nudo viga-columna, para concretos de peso normal la dimensión de la columna paralela al refuerzo de la viga no debe ser menor que 20 veces el diámetro de la barra longitudinal de viga de mayor diámetro o 26 veces el diámetro de la barra longitudinal más larga para concretos livianos.

COMENTARIO

crítica hasta el inicio del doblez para barras con gancho y desde la sección crítica hasta la cabeza para barras con cabeza.

R18.8.2.3 Investigaciones (Meinheit and Jirsa 1977; Briss et al. 1978; Ehsani 1982; Durrani and Wight 1982; León 1989) han mostrado que las barras rectas en vigas se pueden deslizar dentro del nudo viga-columna durante una secuencia de inversiones de momento de gran magnitud. Los esfuerzos de adherencia en estas barras rectas pueden ser muy altos. Para reducir sustancialmente el deslizamiento durante la formación de articulaciones en las vigas adyacentes, es necesario tener una relación entre la dimensión de la columna y el diámetro de la barra de aproximadamente 32, lo que conduciría a nudos muy grandes. Con base en una revisión de los ensayos disponibles, se han elegido límites para la relación entre la dimensión de la columna y el diámetro de la barra de 20 para concreto de peso normal y un límite de 26 para concreto liviano. Debido a la falta de datos específicos, para barras de vigas que atraviesan nudos de concreto de peso liviano, el límite se basó en el factor de amplificación de 1.3, que corresponde aproximadamente al inverso del factor de modificación para concreto liviano de la sección 19.2.4. Estos límites proporcionan un control razonable del deslizamiento potencial de las barras de la viga en el nudo viga-columna, teniendo en cuenta el número de excursiones inelásticas previstas para el pórtico durante un sismo fuerte. Un tratamiento en detalle de este tema se presenta en Zhu and Jirsa (1983). 

18.8.2.4 La altura h del nudo no debe ser menor que la mitad de la altura de cualquier viga que llegue al nudo, que genere cortante en el nudo y que sea parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.

R18.8.2.4 La altura h del nudo se define en la Fig. R18.8.4. El requisito para las proporciones del nudo aplica únicamente a vigas que se designan como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas. Los nudos que tengan menor altura que la mitad de la altura de las vigas requieren la formación de un puntal diagonal muy inclinado de compresión a través del nudo, el cual puede ser menos efectivo para resistir el cortante. Ensayos para ilustrar el comportamiento de estos nudos no se han reportado en la literatura.

18.8.3 Refuerzo transversal

18.8.3.1 El refuerzo transversal del nudo debe cumplir con 18.7.5.2, 18.7.5.3, 18.7.5.4 y 18.7.5.7, excepto en lo permitido en 18.8.3.2.

18.8.3.2 Cuando existan vigas que lleguen a los cuatro lados del nudo y el ancho de cada viga mida por lo menos tres cuartas partes del ancho de la columna, se permite reducir la cuantía de refuerzo especificada en 18.7.5.4 a la mitad, y el espaciamiento especificado en 18.7.5.3 se puede incrementar a 6 pulg. dentro de la altura h de la viga menos alta.

18.8.3.3 Debe disponerse refuerzo transversal que pase a través del nudo para dar confinamiento al refuerzo longitudinal de viga que pasa fuera del núcleo de la columna, cumpliendo con los requisitos de espaciamiento de 18.6.4.4, y con los

R18.8.3 Refuerzo transversal — El Reglamento requiere la colocación de refuerzo transversal en los nudos indistintamente de la magnitud de la fuerza cortante calculada.

R18.8.3.2 La cantidad de refuerzo de confinamiento puede reducirse y se puede incrementar su espaciamiento si vigas de dimensiones adecuadas llegan al nudo en todos sus cuatro lados.

R18.8.3.3 El refuerzo transversal requerido, o una viga transversal si existe, tienen como objetivo confinar el refuerzo longitudinal de la viga y mejorar la transferencia de fuerzas al nudo viga-columna.

REGLAMENTO

requisitos de 18.6.4.2 y 18.6.4.3, cuando dicho confinamiento no es producido por una viga que llegue al nudo.

18.8.3.4 Cuando el refuerzo para momento negativo de la viga consiste en barras corrugadas con cabeza que terminan en el nudo, la columna se debe extender por encima de la parte superior del nudo por una distancia al menos igual a la altura h del nudo. Alternativamente, el refuerzo de la viga debe confinarse por medio de refuerzo vertical adicional en el nudo que produzca un confinamiento equivalente a la cara superior del nudo.

COMENTARIO

Un ejemplo de refuerzo transversal colocado a través de la columna para confinar el refuerzo de la viga que pasa por fuera del núcleo de la columna se muestra en la Fig. R18.6.2. En ACI 352R se presentan guías y recomendaciones de diseño adicionales para conexiones con vigas anchas, tanto interiores como exteriores, en las cuales el refuerzo de la viga pasa por fuera del núcleo de la columna.

R18.8.3.4 Este requisito se refiere a nudos en forma de rodilla en los cuales el refuerzo de la viga termina con barras corrugadas con cabeza. Estos nudos requieren que las barras con cabeza se confinen en la cara superior del nudo. Este confinamiento puede lograrse ya sea con (a) una columna que se extiende por encima de la parte superior del nudo, o (b) refuerzo vertical con ganchos alrededor de las barras de refuerzo superiores y que se extiende hacia abajo dentro del nudo adicionalmente al refuerzo longitudinal de la columna. En ACI 352R se presentan guías y recomendaciones de diseño para refuerzo vertical en nudos.

18.8.4 Resistencia a cortante

18.8.4.1 V_n en el nudo debe estar de acuerdo con la Tabla 18.8.4.1.

Tabla 18.8.4.1 — Resistencia nominal del nudo a cortante V_n

Configuración del nudo	V_n
Para nudos confinados por vigas en sus cuatro caras ^[1]	$20\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ ^[2]
Para nudos confinados por vigas en tres de sus caras o en dos caras opuestas ^[1]	$15\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ ^[2]
Para otros casos	$12\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ ^[2]

[1] Véase 18.8.4.2.

[2] λ debe ser 0.75 para concreto liviano y 1.0 para concreto de peso normal. A_j está dado en 18.8.4.3.

18.8.4.2 En la Tabla 18.8.4.1, se considera que la cara de un nudo está confinada por una viga cuando el ancho de la viga es al menos tres cuartos del ancho efectivo del nudo. Extensiones de la viga al menos iguales a la altura h total de la viga más allá de la cara del nudo se consideran adecuadas para confinar la cara del nudo. Las extensiones de la viga deben cumplir con 18.6.2.1(b), 18.6.3.1, 18.6.4.2, 18.6.4.3 y 18.6.4.4.

18.8.4.3 El área efectiva de la sección transversal dentro del nudo, A_j , se calcula como el producto de la profundidad del nudo por su ancho efectivo. La profundidad del nudo es la altura total de la sección de la columna, h . El ancho efectivo del nudo debe ser el ancho total de la columna, excepto cuando la viga llega a una columna más ancha, el ancho efectivo del nudo no debe exceder el menor de (a) y (b):

- (a) El ancho de la viga más la altura del nudo.
- (b) Dos veces la distancia perpendicular más pequeña del eje longitudinal de la vigas al lado de la columna.

R18.8.4 Resistencia a cortante — Los requisitos del Capítulo 18 para el diseño de nudos se basan en ACI 352R, en el cual los fenómenos de comportamiento dentro del nudo se interpretan en términos de una resistencia nominal al cortante en el nudo. Debido a que los ensayos de nudos (Meinheit and Jirsa 1977) y de vigas de gran altura (Hirosawa 1977) indican que la resistencia a cortante no es tan sensible al refuerzo en los nudos (para cortante) como lo implicaba la expresión desarrollada por el Comité Conjunto ACI-ASCE 326 (1962) para vigas, el Comité 318 decidió fijar la resistencia del nudo como función sólo de la resistencia a la compresión del concreto y exige una cantidad mínima de refuerzo transversal en el nudo (véase 18.8.3). El área efectiva del nudo A_j se ilustra en la Fig. R18.8.4. En ningún caso puede A_j ser mayor que el área de la sección transversal de la columna. Una columna circular debe considerarse que tiene una sección cuadrada de área equivalente.

Los tres niveles de resistencia al cortante establecidos en 18.8.4.1 se basan en la recomendación de ACI 352R.

Los ensayos de carga cíclica de nudos con extensiones de vigas con longitudes por lo menos iguales a sus alturas indican resistencias a cortante del nudo similares a aquellas de nudos con vigas continuas. Estas observaciones sugieren que las extensiones de las vigas, cuando están bien dimensionadas y reforzadas con barras longitudinales y transversales, proporcionan confinamiento efectivo a las caras de los nudos, demorando de este modo el deterioro de la resistencia del nudo ante deformaciones grandes (Meinheit and Jirsa 1981).

REGLAMENTO

COMENTARIO

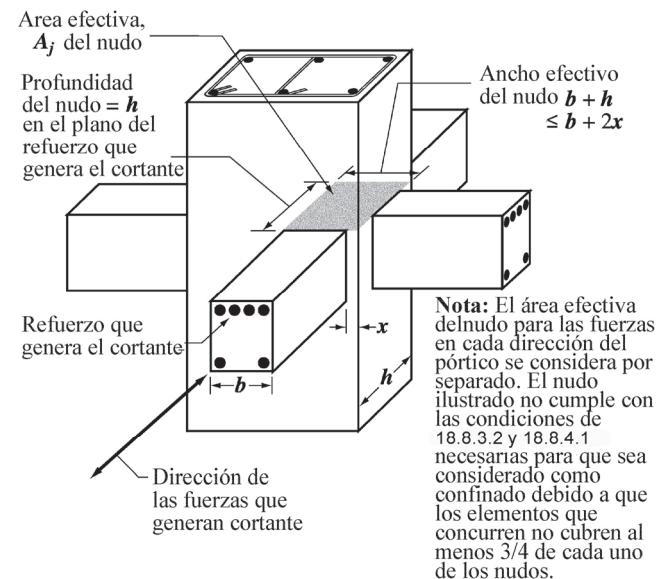


Fig. R18.8.4 — Área efectiva del nudo

18.8.5 Longitud de desarrollo de barras en tracción

18.8.5.1 Para diámetros de barras No. 3 a No. 11 terminadas con gancho estándar ℓ_{dh} se debe determinar mediante la ecuación (18.8.5.1), pero ℓ_{dh} debe ser al menos igual al mayor valor entre $8d_b$ y 6 pulg. para concreto de peso normal, y debe ser al menos igual al mayor valor entre $10d_b$ y 7.5 pulg. para concreto liviano.

$$\ell_{dh} = f_y d_b / (65\lambda \sqrt{f'_c}) \quad (18.8.5.1)$$

El valor de λ debe ser 0.75 para concreto liviano y 1.0 para concreto de peso normal.

El gancho debe estar colocado dentro del núcleo confinado de una columna o elemento de borde, con el gancho doblado dentro del nudo.

18.8.5.2 Para barras corrugadas con cabeza que cumplen con 20.2.1.6, el desarrollo en tracción debe cumplir con 25.4.4, excepto que se permite que la distancia libre entre barras sea al menos $3d_b$ o más.

R18.8.5 Longitud de desarrollo de barras en tracción

R18.8.5.1 La longitud de embebido en tracción para barras corrugadas con ganchos estándar se determina usando la ecuación (18.8.5.1), que está basada en los requisitos de 25.4.3. La longitud de embebido para una barra con gancho estándar se define como la distancia, medida 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 Tabla 25.3.1).

Puesto que el Capítulo 18 establece que el gancho debe estar embebido en concreto confinado, los coeficientes 0.7 (por recubrimiento de concreto) y 0.8 (por estribos) se han incorporado en la constante empleada en la ecuación (18.8.5.1). La longitud de desarrollo que se deriva directamente de 25.4.3 se ha incrementado para reflejar el efecto de inversiones de carga. Factores tales como que el esfuerzo real en el refuerzo sea mayor que la resistencia a la 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 (18.8.5.1).

El requisito de que el gancho se proyecte dentro del nudo tiene como objetivo mejorar el desarrollo de un puntal de compresión a través del nudo. Este requisito aplica a barras con gancho estándar de vigas y columnas que terminan en un nudo.

R18.8.5.2 El límite al espaciamiento de $3d_b$ se basa en estudios de nudos confinados con refuerzo transversal congruente con los requisitos de pórticos a momento especiales de este capítulo (Kang et al. 2009). Con el fin de evitar congestiones del refuerzo, puede ser deseable escalonar las cabezas.

REGLAMENTO

18.8.5.3 Para barras de diámetro No. 3 a No. 11, ℓ_d , la longitud de desarrollo en tracción para una barra recta, debe ser al menos igual a la mayor de (a) y (b):

- (a) 2.5 veces la longitud requerida en 18.8.5.1 si el espesor de concreto colocado fresco en una sola operación debajo la barra no excede de 12 pulg.
- (b) 3.25 veces la longitud requerida en 18.8.5.1 si el espesor de concreto colocado fresco en una sola operación debajo de la barra excede de 12 pulg.

18.8.5.4 Las barras rectas que terminan en un nudo deben pasar a través del núcleo confinado de la columna o elemento de borde. Cualquier porción de ℓ_d fuera del núcleo confinado debe incrementarse mediante un factor de 1.6.

COMENTARIO

R18.8.5.3 La longitud de desarrollo mínima en tracción para barras rectas es un múltiplo de la longitud indicada en 18.8.5.1. La sección 18.8.5.3(b) se refiere a barras superiores. La ausencia de barras No. 14 y No. 18 en 18.8.5 se debe a la ausencia de información acerca del anclaje de esas barras sometidas a reversiones de carga que simulen efectos sísmicos.

R18.8.5.4 Si la longitud de embebido recta requerida para una barra de refuerzo se extiende más allá del volumen de concreto confinado (como se define en 18.6.4, 18.7.5 ó 18.8.3), la longitud de desarrollo requerida se aumenta bajo la premisa que el esfuerzo de adherencia por fuera de la región confinada es menor que dentro de ella.

$$\ell_{dm} = 1.6(\ell_d - \ell_{dc}) + \ell_{dc}$$

o

$$\ell_{dm} = 1.6\ell_d - 0.6\ell_{dc}$$

donde ℓ_{dm} es la longitud de desarrollo requerida si la barra no está totalmente embebida en el concreto confinado; ℓ_d es la longitud de desarrollo en tracción requerida para barras rectas como se define en 18.8.5.3; y ℓ_{dc} es la longitud de barra embebida en concreto confinado.

18.8.5.5 Si se usa refuerzo recubierto con epóxico o zinc o con recubrimiento dual de epóxico y zinc, las longitudes de desarrollo de 18.8.5.1, 18.8.5.3, y 18.8.5.4 deben multiplicarse por el factor correspondiente especificado en 25.4.2.4 ó 25.4.3.2.

18.9 — Pórticos especiales resistentes a momento construidos con concreto prefabricado

18.9.1 Alcance

18.9.1.1 Los requisitos de esta sección aplican a pórticos especiales resistentes a momento construidos con concreto prefabricado y que forman parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.

R18.9 — Pórticos especiales resistentes a momento construidos con concreto prefabricado

Los requisitos de detallado en 18.9.2.1 y 18.9.2.2 tienen como objetivo la producción de pórticos que respondan a los desplazamientos de diseño esencialmente igual a pórticos monolíticos especiales resistentes a momento.

Se espera que los sistemas de pórticos prefabricados compuestos por elementos de concreto con conexiones dúctiles tengan fluencia por flexión en las regiones de conexión. El refuerzo en las conexiones dúctiles puede ser continuo si se usan empalmes mecánicos Tipo 2 o cualquiera otra técnica que desarrolle en tracción o compresión al menos la resistencia especificada a tracción de las barras (Yoshioka and Sekine 1991; Kurose et al. 1991; Restrepo et al. 1995a, b). Los requisitos para los empalmes mecánicos son adicionales a los de 18.2.7 y tienen la intención de evitar la concentración de esfuerzos en una longitud corta del refuerzo adyacente a un elemento de empalme. Los requisitos adicionales para resistencia a cortante, destinados a evitar el deslizamiento en las superficies de conexión se encuentran en 18.9.2.1. Los pórticos prefabricados compuestos por elementos con conexiones dúctiles pueden diseñarse para lograr la fluencia en ubicaciones no adyacentes a las juntas. Por lo tanto, el cortante de diseño V_e calculado en 18.6.5.1 ó

REGLAMENTO**COMENTARIO**

18.7.6.1 puede no ser conservador.

En los sistemas de pórtico de concreto prefabricado compuestos por elementos unidos mediante conexiones fuertes se pretende inducir la fluencia por flexión fuera de las conexiones. Las conexiones fuertes incluyen la longitud del sistema de empalme mecánico, como se aprecia en la Fig. R18.9.2.2. Las técnicas para el diseño por capacidad se usan en 18.9.2.2(c) para asegurar que la conexión fuerte permanezca elástica después de la formación de las articulaciones plásticas. Los requisitos adicionales para columna se dan para evitar formación de la articulación y deterioro de la resistencia de las conexiones columna a columna.

Se ha observado que las concentraciones de deformaciones unitarias provocan fracturas frágiles en las barras de refuerzo en la cara de los empalmes mecánicos en los ensayos de laboratorio de conexiones viga-columna prefabricadas (Palmieri et al. 1996). Se deben seleccionar cuidadosamente la ubicación de las conexiones fuertes o tomar otras medidas, como no permitir la adherencia de las barras de refuerzo en las regiones de esfuerzos altos, para evitar las concentraciones de deformaciones unitarias que puedan resultar en fracturas prematuras del refuerzo.

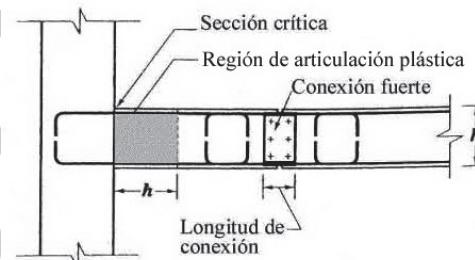
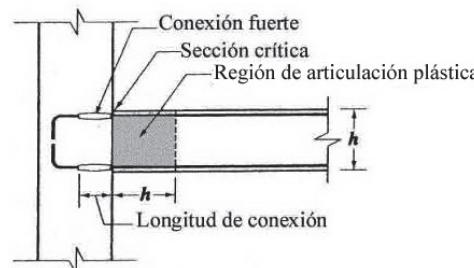
18.9.2 Generalidades

18.9.2.1 Los pórticos especiales resistentes a momento construidos con concreto prefabricado y con conexiones dúctiles deben cumplir con (a) hasta (c):

- (a) Los requisitos de 18.6 hasta 18.8 para pórticos especiales resistentes a momento construidos en obra:
- (b) V_n para conexiones, calculado de acuerdo con 22.9 debe ser al menos $2V_e$ donde V_e se calcula de acuerdo con 18.6.5.1 ó 18.7.6.1.
- (c) Los empalmes mecánicos del refuerzo de las vigas deben ubicarse a no menos de $h/2$ de la cara del nudo y deben cumplir con 18.2.7.

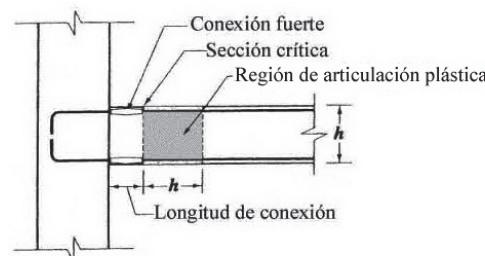
R18.9.2 Generalidades

18

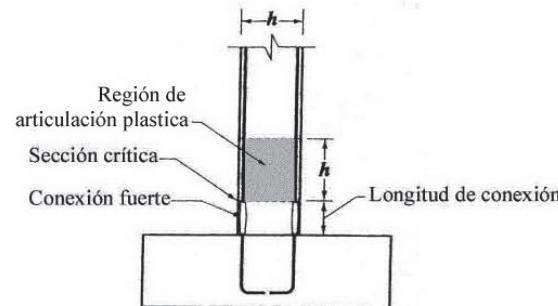
**(a) Conexión viga a viga****(b) Conexión viga a columna**

REGLAMENTO

COMENTARIO



(c) Conexión viga a columna



(d) Conexión columna a zapata

Fig. R18.9.2.2 — Ejemplos de conexiones fuertes

18.9.2.2 Los pórticos prefabricados especiales resistentes a momento con conexiones fuertes deben cumplir con (a) hasta (e);

- (a) Los requisitos de 18.6 a 18.8 para pórticos especiales resistentes a momento construidos en obra.
- (b) Los requisitos de 18.6.2.1(a) aplican a los segmentos entre las zonas donde se pretende que la fluencia por flexión ocurra debido a los desplazamientos de diseño.
- (c) La resistencia de diseño de la conexión fuerte, ϕS_n , no debe ser menor que S_e .
- (d) El refuerzo longitudinal principal debe ser continuo a lo largo de las conexiones y debe desarrollarse fuera, tanto de la conexión fuerte como de la región de la articulación plástica.
- (e) En conexiones columna-columna, ϕS_n debe ser al menos $1.4S_e$, ϕM_n debe ser al menos $0.4M_{pr}$ para la columna dentro de la altura del piso, y ϕV_n debe ser al menos V_e calculado de acuerdo con 18.7.6.1.

18.9.2.3 Los pórticos especiales resistentes a momento, construidos usando concreto prefabricado y que no cumplen con los requisitos de 18.9.2.1 ó 18.9.2.2 deben cumplir con los requisitos (a) a (c) siguientes:

- (a) ACI 374.1
- (b) Los detalles y materiales empleados en los especímenes de ensayo deben ser representativos de los usados en la estructura.
- (c) El procedimiento de diseño usado para diseñar los especímenes de ensayo debe definir el mecanismo por el

R18.9.2.3 Los sistemas de pórticos prefabricados que no cumplen con los requisitos del Capítulo 18 han demostrado, en estudios experimentales, conducir a características de comportamiento sísmico satisfactorias (Stone et al. 1995; Nakaki et al. 1995). El ACI 374.1 define un protocolo para establecer un procedimiento de diseño, validado por análisis y ensayos de laboratorio, para estos pórticos. El procedimiento de diseño debe identificar la trayectoria de las cargas o el mecanismo por el cual el pórtico resiste la gravedad y los efectos sísmicos. Los ensayos deben configurarse para ensayar el comportamiento crítico y, las mediciones deben

REGLAMENTO

cual el pórtico resiste los efectos sísmicos y de gravedad, y debe establecer los valores de aceptación que garanticen ese mecanismo. Las partes del mecanismo que se desvían de las disposiciones del Reglamento deben estar contempladas en los especímenes de ensayo y deben ser ensayadas para determinar los límites superiores de los valores de aceptación.

COMENTARIO

establecer valores aceptables de límite superior para los componentes de la trayectoria de carga, lo cual puede ser en términos de esfuerzos, fuerzas, deformaciones unitarias u otras variables límite. El procedimiento de diseño para la estructura no debe desviarse del utilizado para diseñar los especímenes de ensayo, y los valores aceptables no deben exceder los valores probados como aceptables por los ensayos. Los materiales y componentes usados en la estructura deben ser similares a los utilizados en los ensayos. Las diferencias pueden ser aceptables si el profesional facultado para diseñar puede demostrar que esas desviaciones no afectan de manera adversa el comportamiento del sistema estructural.

El ACI 550.3 define los requisitos de diseño para un tipo de pórtico de concreto prefabricado especial resistente a momento, de acuerdo con 18.9.2.3.

18.10 — Muros estructurales especiales

18.10.1 Alcance

18.10.1.1 Los requisitos de esta sección aplican a muros estructurales especiales de concreto reforzado y a todos los componentes de muros especiales que forman parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas, incluyendo vigas de acople y machones de muro.

18.10.1.2 Los muros estructurales especiales construidos con concreto prefabricado deben cumplir con 18.11 además de 18.10.

R18.10 — Muros estructurales especiales

R18.10.1 Alcance — Esta sección contiene requisitos para el diseño y el detallado de muros estructurales especiales y todos sus componentes incluyendo vigas de acople y machones de muro. Los machones de muro se definen en el Capítulo 2. Los requisitos de diseño para segmentos de muros verticales dependen de la relación de las dimensiones del segmento de muro en el plano del muro (h_w/ℓ_w), y la relación de las dimensiones de su sección horizontal (ℓ_w/b_w), y generalmente siguen la descripción dada en la Tabla R18.10.1. Los límites de las relaciones dimensionales para machones de muro provienen de criterio de ingeniería. La intención es que la fluencia del refuerzo vertical debida a flexión en el machón debe limitar la demanda de cortante.

Tabla R18.10.1 — Requisitos que dominan en el diseño de segmentos verticales de muro^[1]

Altura libre del segmento vertical de muro / longitud del segmento vertical de muro, (h_w/ℓ_w)	Longitud del segmento vertical de muro / Espesor del muro (ℓ_w/b_w)		
	$\ell_w/b_w \leq 2.5$	$2.5 < \ell_w/b_w \leq 6$	$\ell_w/b_w > 6$
$h_w/\ell_w < 2$	Muro	Muro	Muro
$h_w/\ell_w \geq 2$	El machón de muro debe cumplir los requisitos de diseño de columnas, véase 18.10.8.1	El machón de muro debe cumplir los requisitos de columna o requisitos alternos, véase 18.10.8.1	Muro

^[1] h_w es la altura libre, ℓ_w es la longitud horizontal, y b_w es el espesor del alma del segmento de muro.

18.10.2 Refuerzo

18.10.2.1 Las cuantías de refuerzo distribuido en el alma, ρ_ℓ y ρ_t , para muros estructurales no deben ser menores que 0.0025, excepto que si V_u no excede $A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$, ρ_ℓ y ρ_t se pueden reducir a los valores requeridos en 11.6. El

R18.10.2 Refuerzo — Los requisitos de refuerzo mínimo, de 18.10.2.1, se derivan de los Reglamentos anteriores. El requisito de distribución uniforme del refuerzo por cortante está relacionado con la intención de controlar el ancho de las fisuras inclinadas. El requisito de dos capas de refuerzo en muros que resisten un cortante de diseño substancial, en 18.10.2.2, se basa en la observación de que, bajo condiciones



REGLAMENTO

espaciamiento del refuerzo en cada dirección en muros estructurales no debe exceder de 18 pulg. El refuerzo que contribuye a V_n debe ser continuo y debe estar distribuido a través del plano de cortante.

18.10.2.2 Deben usarse al menos dos capas de refuerzo cuando $V_u > 2A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$ o $h_w/\ell_w \geq 2.0$, donde h_w y ℓ_w son la altura y longitud de todo el muro, respectivamente.

18.10.2.3 El refuerzo en muros estructurales debe desarrollarse o empalmarse para f_y en tracción, de acuerdo con 25.5, 25.5 y (a) hasta (c):

(a) El refuerzo longitudinal debe extenderse al menos una distancia $0.8\ell_w$ más allá del punto en el que ya no sea necesario para resistir flexión, excepto en la parte superior del muro.

(b) En lugares donde es probable que se produzca fluencia del refuerzo longitudinal como resultado de los desplazamientos laterales, las longitudes de desarrollo del refuerzo longitudinal debe ser 1.25 veces los valores calculados para f_y en tracción.

(c) Los empalmes mecánicos del refuerzo deben cumplir con 18.2.7 y los empalmes soldados del refuerzo deben cumplir con 18.2.8.

18.10.3 Fuerzas de diseño V_u — debe obtenerse del análisis para carga lateral de acuerdo con las combinaciones de carga de diseño.

18.10.4 Resistencia a cortante

18.10.4.1 V_u , de muros estructurales no debe exceder:

$$V_n = A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \quad (18.10.4.1)$$

donde el coeficiente α_c es 3.0 para $h_w/\ell_w \leq 1.5$, 2.0 para $h_w/\ell_w \geq 2.0$, y varía linealmente entre 3.0 y 2.0 para h_w/ℓ_w entre 1.5 y 2.0.

18.10.4.2 En 18.10.4.1 el valor de la relación h_w/ℓ_w empleada para determinar V_n para segmentos de muro debe ser la mayor entre la relación para todo el muro y la del segmento de muro considerado.

18.10.4.3 Los muros deben tener refuerzo a cortante distribuido en dos direcciones ortogonales en el plano del muro. Si h_w/ℓ_w no excede de 2.0, la cuantía de refuerzo ρ_ℓ debe ser al menos la cuantía de refuerzo ρ_t .

COMENTARIO

ordinarias de construcción, la probabilidad de mantener una sola capa de refuerzo cerca de la mitad del muro es baja. Más aún, la presencia del refuerzo cerca de la superficie tiende a inhibir la fragmentación del concreto en el caso de fisuración severa durante un sismo. El requisito de dos capas de refuerzo vertical en los muros más esbeltos tiene el fin de mejorar la estabilidad lateral de la zona de compresión bajo cargas cíclicas después de que se presente fluencia del refuerzo vertical en tracción.

R18.10.2.3 Estos requisitos se basan en las disposiciones del Capítulo 25. Debido a que las fuerzas reales en el refuerzo longitudinal de los muros estructurales pueden exceder las fuerzas calculadas, el refuerzo debe desarrollarse o empalmarse para alcanzar la resistencia a la fluencia de la barra en tracción. En lugares donde se espera la fluencia del refuerzo longitudinal, se aplica un multiplicador de 1.25 para tomar en consideración la posibilidad de que la resistencia a la fluencia real exceda a la resistencia a la fluencia especificada de la barra, al igual que la influencia del endurecimiento por deformación y la inversión de signo en carga cíclica. Donde se emplea refuerzo transversal, las longitudes de desarrollo para las barras rectas y con gancho pueden ser reducidas, de acuerdo con 25.4.2 y 25.4.3 respectivamente, ya que el refuerzo transversal con un espaciamiento pequeño mejora el comportamiento de los empalmes y ganchos sometidos a demandas inelásticas repetidas (ACI 408R).

R18.10.3 Fuerzas de diseño — Los cortantes de diseño para muros estructurales se obtienen del análisis para carga lateral con los factores de carga apropiados. Sin embargo, se debe considerar la posibilidad de fluencia en componentes de tales estructuras, como por ejemplo, en la parte de un muro entre dos aberturas de ventanas, caso en el cual el cortante real puede ser bastante mayor que el cortante indicado por el análisis de carga lateral basado en fuerzas mayoradas de diseño.

R18.10.4 Resistencia a cortante — La ecuación (18.10.4.1) reconoce la mayor resistencia a cortante de muros con valores altos de la relación entre cortante y momento (Hirosawa 1977; Joint ACI-ASCE 326 1962; Barda et al. 1977). La resistencia nominal a cortante se da en términos del área neta de la sección resistente al cortante. Para una sección rectangular sin aberturas, el término A_{cv} se refiere al área bruta de la sección transversal y no al producto del ancho y la altura útil. La definición de A_{cv} en la ecuación (18.10.4.1) facilita los cálculos de diseño para muros con refuerzo uniformemente distribuido y muros con aberturas.

Un segmento vertical de muro se refiere a una parte del muro delimitada horizontalmente por aberturas o por una abertura y un borde. Cuando se diseña un muro aislado o un segmento vertical de muro, ρ_t se refiere al refuerzo horizontal y ρ_ℓ al refuerzo vertical.

La relación 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 de 18.10.4.2 es asegurarse que a ningún segmento del muro se le

REGLAMENTO

18.10.4.4 Para todos los segmentos verticales de muro que compartan una fuerza lateral común, V_n no debe tomarse mayor que $8A_{cv}\sqrt{f'_c}$, donde A_{cv} es el área bruta limitada por el ancho del alma y la longitud de la sección. Para cada uno de los segmentos verticales de muro individuales, V_n no debe tomarse mayor que $10A_{cw}\sqrt{f'_c}$, donde A_{cw} es el área de la sección de concreto del segmento vertical de muro individual bajo consideración.

18.10.4.5 Para segmentos horizontales de muro, incluyendo vigas de acople, V_n no debe tomarse mayor que $10A_{cw}\sqrt{f'_c}$ donde A_{cw} es el área de la sección de concreto del segmento horizontal de muro o viga de acople.

COMENTARIO

asigne una resistencia unitaria mayor que la de todo el muro. Sin embargo, un segmento de muro con una relación h_w/l_w mayor que la de todo el muro, debe diseñarse para la resistencia unitaria asociada con la relación h_w/l_w basada en las dimensiones para ese segmento.

Para restringir efectivamente las fisuras inclinadas, el refuerzo incluido en ρ_ℓ y ρ_t debe estar adecuadamente distribuido a lo largo de la longitud y altura del muro (véase 18.10.4.3). Al determinar ρ_ℓ y ρ_t no se debe incluir el refuerzo cerca de los bordes del muro colocado en forma concentrada para resistir momentos de flexión. Dentro de límites prácticos, la distribución del refuerzo a cortante debe ser uniforme y con espaciamientos pequeños.

Cuando la fuerza cortante mayorada en un nivel dado de una estructura es resistida por varios segmentos verticales de muro de un muro con aberturas, la resistencia unitaria promedio a cortante empleada para el total del área transversal disponible está limitada a $8\sqrt{f'_c}$ con el requisito adicional de que la resistencia unitaria a cortante asignada a cualquier segmento vertical de muro no exceda $10\sqrt{f'_c}$. El límite superior de la resistencia que se debe asignar a cualquiera de los miembros se impone para limitar el grado de redistribución de la fuerza de cortante.

Los segmentos horizontales de muro en 18.10.4.5 se refieren a secciones del muro entre dos aberturas alineadas verticalmente (véase la figura R18.10.4.5). Es, en efecto, un segmento vertical de muro rotado en 90 grados. Un segmento horizontal de muro también se le conoce como viga de acople cuando las aberturas están alineadas verticalmente en toda la altura de la edificación. Cuando se diseña un segmento horizontal de muro o una viga de acople, ρ_t se refiere al refuerzo vertical y ρ_ℓ al refuerzo horizontal.

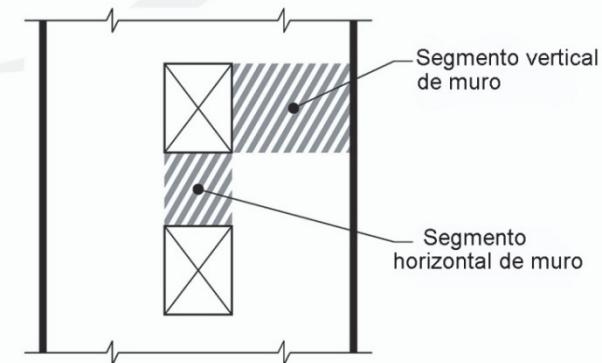


Fig. R18.10.4.5 — Muro con aberturas

18.10.5 Diseño a flexión y fuerza axial

18.10.5.1 Los muros estructurales y partes de dichos muros sometidos a flexión y fuerza axial deben diseñarse de acuerdo con 22.4. El concreto y el refuerzo longitudinal desarrollado dentro del ancho efectivo del ala, elementos de borde y el alma del muro, deben considerarse efectivos. Debe considerarse el efecto de las aberturas.

R18.10.5 Diseño para flexión y carga axial

R18.10.5.1 La resistencia a flexión de un muro o de un segmento de muro se determina de acuerdo con los procedimientos normalmente usados para las columnas. La resistencia se debe determinar considerando las fuerzas axiales y laterales aplicadas. Se debe incluir en el cálculo de la resistencia el refuerzo concentrado en los elementos de borde y el distribuido en las alas y alma basándose en un

REGLAMENTO

COMENTARIO

18.10.5.2 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 el 25 por ciento de la altura total del muro.

análisis de compatibilidad de deformaciones. La cimentación 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 abertura o aberturas en las resistencias a flexión y cortante, 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 (Taylor et al. 1998).

R18.10.5.2 Donde las secciones de muro se intersecten para generar formas de 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 (Wallace 1996) 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 de resistencia 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, con base en un estimativo del ancho efectivo del ala en tracción.

18 **18.10.6 Elementos de borde para muros estructurales especiales**

18.10.6.1 La necesidad de usar elementos especiales de borde en los límites verticales de muros estructurales debe evaluarse de acuerdo con 18.10.6.2 ó 18.10.6.3. Deben cumplirse también los requisitos de 18.10.6.4 y 18.10.6.5.

R18.10.6.1 *Elementos de borde en muros estructurales especiales*

18.10.6.2 Muros y machones de muro con $h_w/\ell_w \geq 2.0$ que son efectivamente continuos desde la base de la estructura hasta la parte superior del muro y que se diseñan para tener una única sección crítica a flexión y fuerzas axiales deben cumplir con (a) y (b) o alternativamente deben diseñarse cumpliendo 18.10.6.3:

(a) Las zonas de compresión deben ser reforzadas con elementos especiales de borde cuando

$$c \geq \frac{\ell_w}{600(1.5\delta_u / h_w)} \quad (18.10.6.2)$$

y c corresponde a la mayor profundidad del eje neutro calculada para la fuerza axial mayorada y resistencia nominal a momento congruente con el desplazamiento de diseño δ_u . El cociente δ_u/h_w no debe tomarse menor que 0.005.

R18.10.6.1 En 18.10.6.1 se incluyen dos procedimientos de diseño para evaluar los requisitos de detallado en los bordes de muros. En 18.10.6.2 se permite para los muros el empleo del diseño basado en desplazamientos, en el cual los detalles estructurales se determinan directamente con base en el desplazamiento lateral esperado del muro. Los requisitos de 18.10.6.3 son similares a los del Reglamento de 1995 y han sido mantenidas porque son conservadoras en la evaluación del refuerzo transversal requerido en los bordes de muro para muchos tipos de muro. Los requisitos indicados en 18.10.6.4 y 18.10.6.5 se aplican tanto a los muros estructurales diseñados de acuerdo con 18.10.6.2 como 18.10.6.3.

R18.10.6.2 Esta sección se basa en la suposición que la respuesta inelástica del muro está dominada por flexión en una sección crítica de fluencia. El muro debe diseñarse de manera tal que la sección crítica se produzca en el lugar que se pretende.

La ecuación (18.10.6.2) se deriva de un enfoque basado en desplazamientos (Moehle 1992; Wallace and Orakcal 2002). Este enfoque supone que se requiere de elementos especiales de borde para confinar el concreto en los lugares en donde la deformación unitaria en la fibra extrema de compresión del muro excede a un valor crítico cuando el muro alcanza 1.5 veces el desplazamiento de diseño. El multiplicador de 1.5 aplicable al desplazamiento de diseño se adicionó a la ecuación (18.10.6.2) en la versión de 2014 de este Reglamento para producir requisitos de detallado más congruentes con la intención de comportamiento del reglamento de construcción respecto a tener una probabilidad baja de colapso a los niveles de movimiento causados por el Sismo Máximo Considerado. El límite inferior de 0.005 para

REGLAMENTO

(b) Donde se requieran elementos especiales de borde según (a), el refuerzo del elemento especial de borde debe extenderse verticalmente sobre y bajo la sección crítica en una distancia al menos igual a la mayor entre ℓ_w o $M_u/4V_u$, excepto lo que se permita en 18.10.6.4(g).

COMENTARIO

el cociente δ_u/h_w requiere elementos especiales de borde en los límites verticales del muro si las deformaciones unitarias del refuerzo longitudinal del borte del muro no llegan aproximadamente al doble del límite usado para definir secciones de viga controladas por tracción según 21.2.2. El límite inferior de 0.005 para el cociente δ_u/h_w requiere una capacidad moderada de la capacidad de deformación del muro en edificios rígidos.

La profundidad del eje neutro c en la ecuación (18.10.6.2) es la profundidad calculada de acuerdo con 22.2, 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 la combinación de carga de diseño que producen el desplazamiento de diseño δ_u .

La altura del elemento de borde especial está basada en estimativos de la longitud de la articulación plástica que se extiende más allá de la zona donde es factible que ocurra fluencia del refuerzo a tracción y descascaramiento del concreto.

R18.10.6.3 Por medio de este procedimiento, se considera que las cargas gravitacionales y el máximo cortante y momento inducidos por el sismo en una dirección dada están actuando sobre el muro. Bajo estas cargas, el borde en compresión en la sección crítica resiste las cargas gravitacionales aferentes además de la resultante en compresión asociada con el momento flector.

Teniendo en cuenta que esta condición de carga puede repetirse muchas veces durante el movimiento fuerte, el concreto debe confinarse donde los esfuerzos de compresión exceden un valor crítico de $0.2f'_c$. El esfuerzo se calcula para las fuerzas mayoradas que actúan en la sección suponiendo una respuesta lineal de la sección bruta de concreto. El esfuerzo a compresión de $0.2f'_c$ se utiliza como un valor índice y no necesariamente describe el estado de esfuerzos reales que se desarrollan en la sección crítica bajo la influencia de las fuerzas iniciales reales para la intensidad anticipada del sismo.

R18.10.6.4 La intención es que la dimensión horizontal de elemento de borde especial se extienda al menos en la longitud donde las deformaciones unitarias en compresión exceden el valor crítico. Para secciones con alas, incluyendo cajones, y formas en L o C, los cálculos para determinar si se necesitan elementos especiales de borde deben incluir una dirección de las cargas laterales congruente con los requisitos de combinaciones ortogonales definidas en ASCE 7. El valor de $c/2$ en 18.10.6.4(a) tiene como objetivo determinar una longitud mínima del elemento especial de borde. Una buena práctica de detallado es disponer el refuerzo longitudinal y de confinamiento de tal manera que todas las barras principales longitudinales en el borde del muro estén soportadas lateralmente por refuerzo transversal.

En la edición de 2014 de este Reglamento se introdujo un límite de esbeltez como consecuencia de fallas por inestabilidad lateral de bordes de muro esbeltos observadas en

18.10.6.3 Los muros estructurales que no se diseñen de acuerdo con 18.10.6.2 deben tener elementos especiales de borde en los bordes y alrededor de las aberturas de los muros estructurales cuando el esfuerzo a compresión máximo de la fibra extrema, correspondiente a las combinaciones de carga de diseño que incluyen efectos sísmicos E , sobreponen $0.2f'_c$. Los elementos especiales de borde pueden ser descontinuados donde el esfuerzo de compresión calculado sea menor que $0.15f'_c$. Los esfuerzos deben calcularse usando un modelo lineal elástico y las propiedades de la sección bruta. Para muros con alas, debe usarse un ancho de ala efectiva como se define en 18.10.5.2.

18.10.6.4 Donde se requieran elementos especiales de borde, de acuerdo con 18.10.6.2 ó 18.10.6.3, se debe cumplir con las condiciones (a) hasta (h):

(a) El elemento de borde se debe extender horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia al menos igual al mayor valor entre $c - 0.1\ell_w$ y $c/2$, donde c corresponde a la mayor profundidad del eje neutro calculada para la fuerza axial mayorada y la resistencia nominal a momento congruente con el desplazamiento de diseño δ_u .

(b) El ancho de la zona de compresión por flexión, b , dentro de la distancia horizontal calculada por medio de 18.10.6.4(a), incluyendo el ala, si existe, debe ser al menos $h_w/16$.

(c) Para muros o machones de muro con $h_w/\ell_w \geq 2.0$ que



REGLAMENTO

son efectivamente continuos desde la base de la estructura hasta la parte superior del muro, diseñados para que tengan una sola sección crítica para flexión y carga axial, y con $c/\ell_w \geq 3/8$, el ancho de la zona de compresión por flexión b dentro de la distancia horizontal calculada por medio de 18.10.6.4(a) debe ser mayor o igual a 12 pulg.

(d) 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 12 pulg. dentro del alma.

(e) El refuerzo transversal de los elementos de borde debe cumplir con los requisitos de 18.7.5.2(a) hasta (e) y 18.7.5.3, excepto que el valor de h_x en 18.7.5.2 no debe exceder el menor de 14 pulg. y dos tercios del ancho del elemento de borde, y el límite del espaciamiento del refuerzo transversal de 18.7.5.3(a) debe ser un tercio de la menor dimensión del elemento de borde.

(f) La cantidad de refuerzo transversal debe cumplir con la Tabla 18.10.6.4(f).

Tabla 18.10.6.4(f) — Refuerzo transversal para elementos especiales de borde

Refuerzo transversal	Expresiones aplicables		
A_{sh}/sb_c para estribos cerrados de confinamiento	Mayor de	$0.3\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$	(a)
		$0.09\frac{f'_c}{f_{yt}}$	(b)
ρ_s para espirales o estribos cerrados de confinamiento circulares	Mayor de	$0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$	(c)
		$0.12\frac{f'_c}{f_{yt}}$	(d)

(g) Cuando la sección crítica está localizada en la base del muro, el refuerzo transversal del elemento de borde en la base del muro debe extenderse dentro del apoyo por lo menos ℓ_d , de acuerdo con 18.10.2.3, del refuerzo longitudinal de mayor diámetro del elemento especial de borde. Cuando el elemento de especial borde termina en una zapata, losa de cimentación, o cabezal de pilote, el refuerzo trasversal del elemento especial de borde debe extenderse al menos 12 pulg. dentro de la zapata, losa de cimentación, o cabezal de pilote, a menos que se requiera una extensión mayor en 18.13.2.3.

(h) El refuerzo horizontal del alma del muro debe extenderse hasta dentro de 6 pulg. del extremo del muro. El refuerzo debe anclarse para desarrollar f_y dentro del núcleo confinado del elemento de borde utilizando ganchos estándar o cabezas. Donde el elemento de borde confinado tiene una longitud suficiente para desarrollar el refuerzo horizontal del alma, y $A_s f_y/s$ del refuerzo horizontal del alma no excede $A_s f_y/s$ del refuerzo transversal del elemento de borde paralelo al refuerzo horizontal del alma, se puede terminar el refuerzo horizontal del alma sin gancho estándar o cabeza.

COMENTARIO

sismos recientes y en ensayos (Wallace 2012; Wallace et al. 2012). Para muros con recubrimiento grande, donde el descascaramiento del recubrimiento de concreto puede llevar a una sección significativamente reducida, debe considerarse un aumento del ancho del elemento de borde.

El valor de $c/\ell_w \geq 3/8$ se utiliza para definir una sección crítica del muro que no está controlada por tracción de acuerdo con 21.2.2. Se impuso un espesor de muro mínimo de 12 pulg. para disminuir la posibilidad de que ocurra inestabilidad lateral en la zona de compresión.

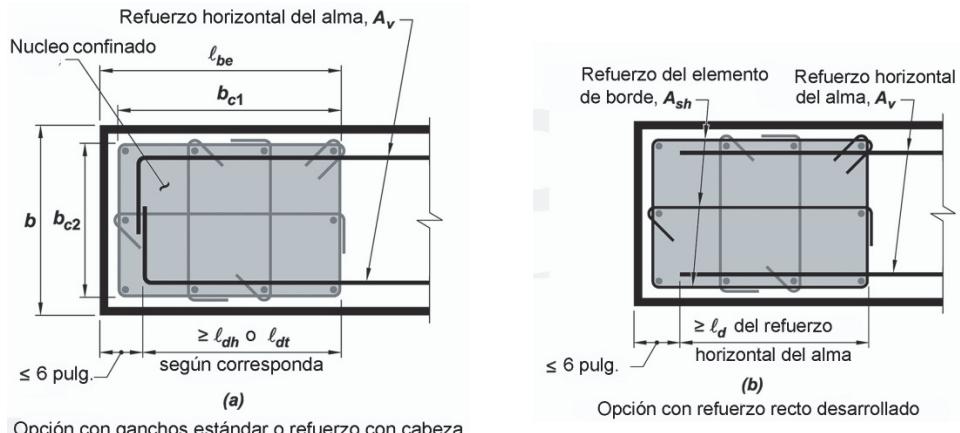
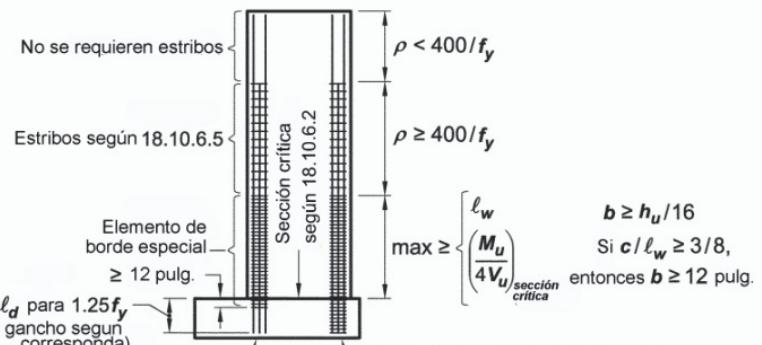
Cuando las alas están sometidas a esfuerzos altos en compresión, la interfaz del alma con el ala seguramente estará sometida también a esfuerzos altos y puede sufrir una falla de aplastamiento local a menos que los elementos especiales de borde se extiendan dentro del alma.

El refuerzo transversal requerido en los bordes del muro está basado en los requisitos para columnas. La expresión (a) de la Tabla 18.10.6.4(f) se utilizó para los elementos especiales de borde con anterioridad a la edición de 1999 de este Reglamento. Se ha vuelto a incluir dentro de los requisitos de la edición de 2014 de este Reglamento debido a la preocupación que la expresión (b) de la Tabla 18.10.6.4(f) por sí misma no conduce a refuerzo transversal adecuado en muros delgados en los cuales el recubrimiento de concreto constituye una parte significativa del grosor del muro. Para muros con elementos especiales de borde de sección rectangular, A_g y A_{ch} en las expresiones (a) y (c) de la Tabla 18.10.6.4(f) se definen como $A_g = \ell_{be} b$ y $A_{ch} = b_{c1} b_{c2}$, para las dimensiones mostradas en la Fig. R18.10.6.4.1. Esto considera que es posible que ocurra descascaramiento solo en las caras expuestas del elemento de borde confinado. Los límites para h_x tienen como objetivo llevar a un espaciamiento más uniforme de los estribos cerrados de confinamiento y ganchos suplementarios en muros delgados. Ensayos (Thomsen and Wallace 2004) han mostrado que se puede lograr un desempeño adecuado utilizando espaciamientos verticales mayores que los permitidos por 18.7.5.3(a). Los requisitos para extensiones verticales de los elementos de borde se resumen en la Fig. R18.10.6.4.2 (Moehle et al. 2011).

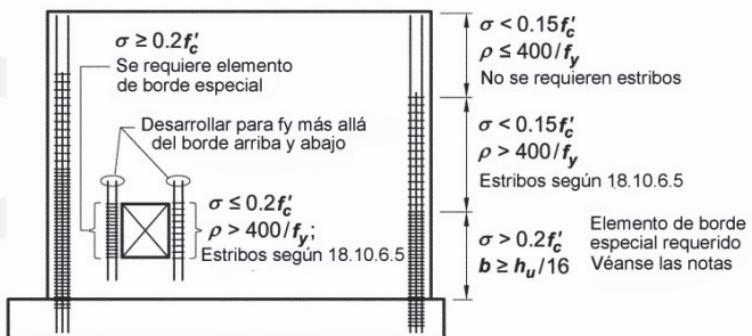
El refuerzo horizontal de un muro estructural con una relación cortante a momento baja resiste el cortante por medio de una acción de cercha, con las barras horizontales actuando de la misma forma que los estribos en una viga. Por la razón anterior, las barras horizontales actuando como refuerzo a cortante deben desarrollarse dentro del núcleo confinado del elemento de borde y extenderse tan cerca del extremo del muro como sea posible y lo permitan los requisitos de recubrimiento y proximidad con otros refuerzos. El requisito de que el refuerzo horizontal del alma se ancle dentro del núcleo confinado del elemento de borde y se extienda de tal manera que quede localizado dentro de las 6 pulg. más cercanas al extremo del muro, aplica a todas las barras horizontales ya sean rectas, con gancho o con cabeza, como se ilustra en la Fig. R18.10.6.4.1.

REGLAMENTO

COMENTARIO

*Fig. R18.10.6.4.1 — Desarrollo del refuerzo horizontal del muro dentro del elemento confinado de borde*

(a) Muro con $h_w/\ell_w \geq 2.0$ y una sección crítica única controlada por flexión y carga axial diseñada usando 18.10.6.2, 18.10.6.4 y 18.10.6.5



Notas: El requisito de tener elementos especiales de borde se activa si el esfuerzo máximo en la fibra extrema en compresión $\sigma > 0.20f'_c$. Una vez se activa, el elemento especial de borde se extiende hasta que $\sigma > 0.15f'_c$.

Debido a que $h_w/\ell_w \leq 2.0$, 18.10.6.4(c) no aplica.

(b) Muro y machón de muro diseñados utilizando 10.10.6.3, 18.10.6.4 y 18.10.6.5

Fig. R18.10.6.4.2 — Resumen de los requisitos para muros especiales

18.10.6.5 Cuando no se requieren elementos especiales de borde de acuerdo con lo indicado en 18.10.6.2 ó 18.10.6.3, se debe cumplir con (a) y (b):

- (a) Si la cuantía de refuerzo longitudinal en el borde del muro excede $400/f_y$, el refuerzo transversal de borde debe cumplir con lo indicado en 18.7.5.2(a) hasta (e) en la

R18.10.6.5 Las inversiones de carga cíclica pueden ocasionar pandeo en el refuerzo longitudinal de borde incluso en los casos en que la demanda en los bordes del muro no requiera de elementos especiales de borde. En muros con cantidades moderadas de refuerzo longitudinal de borde, se requieren estribos para inhibir pandeo. La cuantía de refuerzo longitudinal incluye únicamente el refuerzo en los bordes del

REGLAMENTO

distancia calculada de acuerdo con 18.10.6.4(a). El espaciamiento longitudinal del refuerzo transversal en el borde del muro no debe exceder el menor de 8 pulg. y $8d_b$ de la más pequeña de las barras principales de refuerzo de flexión, excepto que el espaciamiento no debe exceder el menor de 6 pulg. y $6d_b$ dentro de una distancia igual al mayor de ℓ_w y $M_u/4V_u$ por encima y por debajo de la sección crítica donde se espera que ocurra la fluencia del refuerzo longitudinal como consecuencia de los desplazamientos laterales inelásticos.

(b) Excepto cuando V_u en el plano del muro sea menor que $A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$, el refuerzo horizontal que termine en los bordes de muros estructurales sin elementos de borde debe tener un gancho estándar que abrace el refuerzo de borde o el refuerzo de borde debe estar abrazado por estribos en U que estén empalmados al refuerzo horizontal y tengan su mismo diámetro y espaciamiento.

COMENTARIO

muro como se indica en la Fig. R18.10.6.5. Se permite un espaciamiento mayor de los estribos en relación con lo indicado en 18.10.6.4(e) debido a la menor demanda de deformación en los muros. Los requisitos de 18.10.6.5 aplican en toda la altura del muro y están resumidos en la Fig. R18.10.6.4.2 para casos donde se requieren elementos especiales de borde (Moehle 2011).

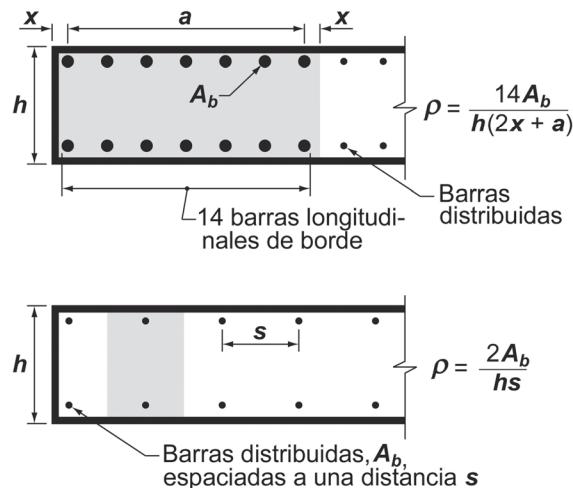


Fig. R18.10.6.5 — Cuantías de refuerzo longitudinal para condiciones de borde típicas en muros

La adición de ganchos o estribos en U en los extremos del refuerzo horizontal del muro proporciona anclaje de tal modo que el refuerzo sea efectivo para resistir fuerzas cortantes. También tenderá a inhibir el pandeo del refuerzo vertical en los bordes. En los muros con poco cortante en el plano no es necesario el desarrollo del refuerzo horizontal.

18.10.7 Vigas de acople

18.10.7.1 Las vigas de acople con $(\ell_n/h) \geq 4$ deben cumplir con los requisitos indicados en 18.6, con el borde del muro interpretado como una columna. No se requiere cumplir los requisitos establecidos en 18.6.2.1(b) y (c) si se puede demostrar mediante análisis que la viga tiene una estabilidad lateral adecuada.

18.10.7.2 Las vigas de acople con $(\ell_n/h) < 2$ y con $V_u > 4\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$ deben reforzarse con dos grupos de barras dispuestas diagonalmente que se intersectan, colocadas en forma simétrica respecto al centro de la luz, a menos que se pueda demostrar que la pérdida de rigidez y resistencia de las vigas de acople no debilita la capacidad de la estructura para soportar carga vertical, o la evacuación de la estructura, o la integridad de los miembros no estructurales y sus conexiones con la estructura.

18.10.7.3 Se permite que las vigas de acople que no estén controladas por los requisitos de 18.10.7.1 ó 18.10.7.2 se refuercen ya sea con dos grupos de barras que se intersectan diagonalmente colocadas en forma simétrica respecto al centro

R18.10.7 Vigas de acople — Las vigas de acople que conectan muros estructurales pueden proporcionar rigidez y disipación de energía. En muchos casos las limitaciones geométricas generan vigas de acople altas con relación a su luz libre. Las vigas altas de acople pueden estar controladas por cortante y pueden ser susceptibles a degradación de resistencia y rigidez bajo las cargas sísmicas. Los resultados de los ensayos (Paulay and Binney 1974; Barney et al. 1980) han demostrado que un refuerzo diagonal confinado proporciona resistencia adecuada en las vigas altas de acople.

Los experimentos demuestran que el refuerzo orientado diagonalmente únicamente es efectivo si las barras están colocadas con una gran inclinación. Por lo tanto, las vigas de acople con refuerzo diagonal están restringidas a vigas que tengan una relación de aspecto $\ell_n/h < 4$. La edición de 2008 de este Reglamento se cambió para aclarar que las vigas de acople con una relación de aspecto intermedio pueden reforzarse de acuerdo con 18.6.3 hasta 18.6.5.

Las barras diagonales deben colocarse en forma más o menos simétrica en la sección transversal de la viga, en dos o más capas. Las barras colocadas diagonalmente intentan proporcionar toda la resistencia a cortante de la viga y la resistencia a momento correspondiente. Estas disposiciones no cubren los diseños que derivan sus resistencias a momento

REGLAMENTO

de la luz o de acuerdo con 18.6.3 hasta 18.6.5, con el borde del muro interpretado como una columna.

18.10.7.4 Las vigas de acople reforzadas con dos grupos de barras que se intersectan diagonalmente colocadas en forma simétrica respecto al centro de la luz deben cumplir con (a), (b) y ya sea con (c) o con (d). No se necesita cumplir con los requisitos de 9.9:

- (a) V_n se debe determinar por medio de

$$V_n = 2A_{vd}f_y \operatorname{sen}\alpha \leq 10\sqrt{f'_c}A_{cw} \quad (18.10.7.4)$$

Donde α es el ángulo entre las barras diagonales y el eje longitudinal de la viga de acople.

(b) Cada grupo de barras diagonales consiste en un mínimo de cuatro barras colocadas en dos o más capas. Las barras diagonales deben estar embebidas en el muro no menos de 1.25 veces la longitud de desarrollo para f_y en tracción.

(c) Cada grupo de barras diagonales debe estar rodeado por refuerzo transversal rectilíneo teniendo dimensiones exteriores de al menos $b_w/2$ en la dirección paralela a b_w y $b_w/5$ a lo largo de los otros lados, donde b_w es el ancho del alma de la viga de acople. El refuerzo transversal debe cumplir con 18.7.5.2(a) hasta (c), con A_{sh} no menor que el mayor de (i) e (ii):

$$(i) 0.09sb_c \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

$$(ii) 0.3sb_c \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

Para efectos de calcular A_g , el recubrimiento de 20.6.1 debe suponerse en todos los cuatro lados de cada grupo de barras diagonales. El refuerzo transversal debe tener un espaciamiento medido paralelo a la barra diagonal que cumpla 18.7.5.3(c) y no exceda $6d_b$ de la barra diagonal de menor diámetro, y debe tener un espaciamiento de los ganchos suplementarios y ramas de estribos cerrados de confinamiento, medido perpendicularmente a las barras diagonales, que no exceda 14 pulg. El refuerzo transversal debe continuar a lo largo de la intersección de las barras diagonales. En la intersección, se puede modificar la disposición del refuerzo transversal dado que los requisitos de espaciamiento y relación volumétrica se cumplan. El refuerzo longitudinal y transversal adicional debe distribuirse alrededor del perímetro de la viga y debe tener un área total en cada dirección de al menos $0.002b_w s$ y un espaciamiento que no exceda 12 pulg.

(d) Debe colocarse refuerzo transversal en toda la sección de la viga de acuerdo con 18.5.2(a) hasta (c), y A_{sh} no puede ser menor que el mayor de (i) e (ii):

COMENTARIO

de la combinación de barras longitudinales y diagonales.

Se describen dos opciones de confinamiento. De acuerdo con 18.10.7.4(c), cada elemento diagonal consiste en una jaula de refuerzo longitudinal y transversal como el que se muestra en la figura R18.10.7(a). Cada jaula contiene a lo menos cuatro barras longitudinales y confina el núcleo de concreto. Los requisitos para las dimensiones laterales de la jaula y de su núcleo tienen por objeto proporcionar una estabilidad adecuada a la sección transversal cuando las barras se encuentren sometidas a cargas que exceden la fluencia. Las dimensiones mínimas y el espaciamiento libre requerido para el refuerzo pueden controlar el ancho del muro. Se revisó el Reglamento del 2008, para relajar el espaciamiento del refuerzo transversal que confina las barras diagonales, así aclarar que se requiere confinamiento en la intersección de las diagonales y simplificar el diseño del refuerzo longitudinal y transversal alrededor del perímetro de la viga. Se espera que las vigas con estos nuevos detalles se comporten aceptablemente. La expresión para el refuerzo transversal A_{sh} se basan en garantizar una capacidad a la compresión de una sección de columna equivalente se mantiene después de que el recubrimiento de concreto se descascara.

La sección 18.10.7.4(d) describe una segunda opción para el confinamiento de las diagonales, que fue introducida en el Reglamento del 2008 (véase la Fig. R18.10.7(b)). Esta segunda opción es para confinar toda la sección transversal de la viga en lugar de confinar las diagonales individualmente. Esta opción puede simplificar considerablemente la colocación de los estribos cerrados de confinamiento en la obra, que de otro modo, podría ser muy difícil donde se intersectan las barras diagonales o donde entran al borde del muro.

Cuando las vigas de acople no se usan como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas, se puede obviar los requisitos para el refuerzo en diagonal.

Los resultados de ensayos (Barney et al. 1980) demostraron que las vigas reforzadas como se describe en 18.10.7 poseen ductilidad adecuada para fuerzas cortantes que exceden $10\sqrt{f'_c b_w d}$. En consecuencia, el uso de un límite $10\sqrt{f'_c b_w d}$ proporciona un límite superior aceptable.

REGLAMENTO

$$(i) 0.09sb_c \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

$$(ii) 0.3sb_c \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

COMENTARIO

El espaciado longitudinal del refuerzo transversal no debe exceder el menor de 6 pulg. y $6d_b$ de la barra diagonal más pequeña. El espaciado de los ganchos suplementarios y ramas de estribos cerrados de confinamiento tanto horizontal como verticalmente en el plano de la viga no debe exceder 8 pulg. Todo gancho suplementario y cada rama de estribo cerrado de confinamiento debe abrazar una barra longitudinal igual o mayor diámetro. Se puede configurar los estribos cerrados de confinamiento como se especifica en 18.6.4.3.

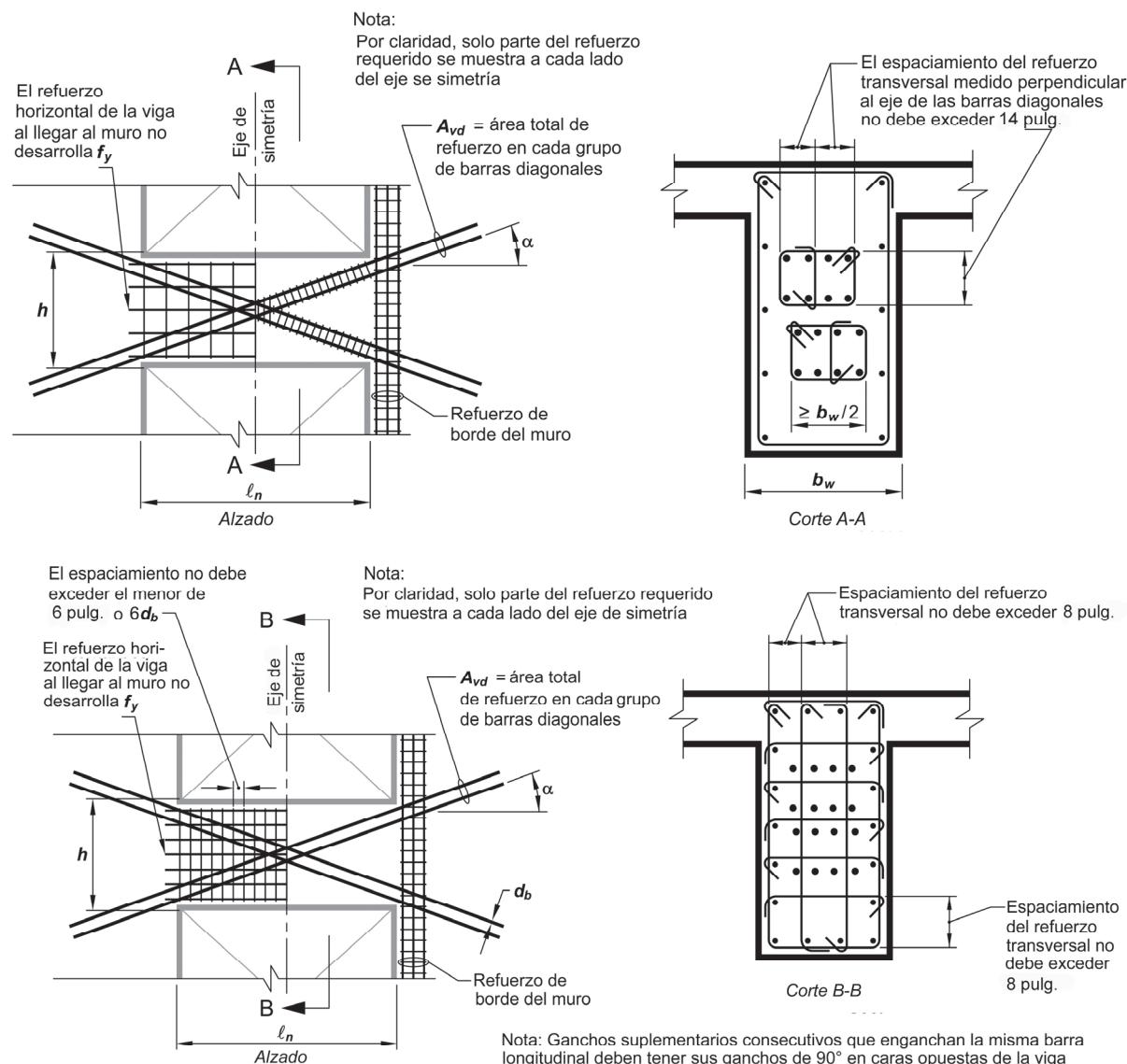


Fig. R18.10.7—Vigas de acople con refuerzo en diagonal. Solo se muestra el refuerzo del elemento de borde en un lado por claridad

REGLAMENTO

18.10.8 Machones de muro

18.10.8.1 Los machones de muro deben cumplir los requisitos de columnas de pórticos especiales a momento dados en 18.7.4, 18.7.5 y 18.7.6, interpretando las caras de los nudos como la parte inferior y superior de la altura libre del machón de muro. Alternativamente, los machones de muro con ($\ell_w/b_w > 2.5$) deben cumplir con (a) hasta (f):

(a) La fuerza cortante de diseño debe determinarse de acuerdo con 18.7.6.1 con las caras de los nudos tomadas como la parte superior y la parte inferior de la altura libre del machón de muro. Cuando el reglamento general de construcción incluya requisitos para tener en cuenta la sobrerresistencia del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas, no hay necesidad que la fuerza cortante de diseño exceda Ω_0 veces el cortante mayorado obtenido del análisis de la estructura para los efectos de las fuerzas sísmicas.

(b) Tanto V_n como el refuerzo distribuido a cortante deben cumplir con 18.10.4.

(c) El refuerzo transversal debe estar compuesto por estribos de cerrados de confinamiento excepto que se permite el uso de refuerzo horizontal de una sola rama paralelo a ℓ_w cuando el muro tenga solo una capa de refuerzo distribuido. El refuerzo horizontal de una sola rama debe tener dobleces de 180 grados en cada extremo que abracen el refuerzo longitudinal del borde del machón.

(d) La separación vertical del refuerzo transversal no debe exceder 6 pulg.

(e) El refuerzo transversal debe extenderse como mínimo 12 pulg. por encima y por debajo de la altura libre del machón de muro.

(f) Se deben colocar elementos especiales de borde si son requeridos por 18.10.6.3.

18.10.8.2 En aquellos casos en que los machones de muro quedan localizados en los bordes del muro debe colocarse refuerzo horizontal en los segmentos adyacentes de muro encima y debajo del machón de muro y ser diseñado para transferir la fuerza cortante de diseño del machón de muro a los segmentos de muro adyacente.

COMENTARIO

R18.10.8 Machones de muro — La disposición de las puertas y ventanas en un muro estructural muchas veces lleva a segmentos verticales de muro angostos que se denominan machones de muro. Las dimensiones que definen un machón de muro se dan en el Capítulo 2. En sismos pasados se han observado fallas a cortante de machones de muro. La intención de esta sección es dar a los machones de muro suficiente resistencia a cortante de tal manera que la respuesta inelástica, si ocurre, se desarrolle principalmente a flexión. Los requisitos son aplicables a machones de muro que se designan como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas. En 18.14 se incluyen requisitos para machones de muro que no se designan como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas. El efecto en la respuesta del sistema estructural de todos los segmentos verticales de muro, se hayan designado como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas o no, debe considerarse de acuerdo con 18.2.2. Los machones de muros que tengan ($\ell_w/b_w \leq 2.5$) se comportan esencialmente como columnas. La sección 18.10.8.1 requiere que estos miembros cumplan con los requisitos de refuerzo y resistencia al cortante de 18.7.4 a 18.7.6. Se dan requisitos alternos para machones de muro que tienen ($\ell_w/b_w > 2.5$).

La fuerza cortante de diseño determinada de acuerdo con 18.7.6.1 puede ser irrealmente alta en algunos casos. Como una alternativa, 18.10.8.1(a) permite que la fuerza cortante de diseño se determine usando las combinaciones de carga en las cuales los efectos sísmicos se han amplificado para tener en cuenta la sobrerresistencia del sistema. Documentos tales como las recomendaciones de NEHRP provisions (P749-10), ASCE/SEI 7, y el International Building Code IBC-12 (ICC 2012) representan el efecto de carga sísmica amplificado por medio del factor Ω_0 .

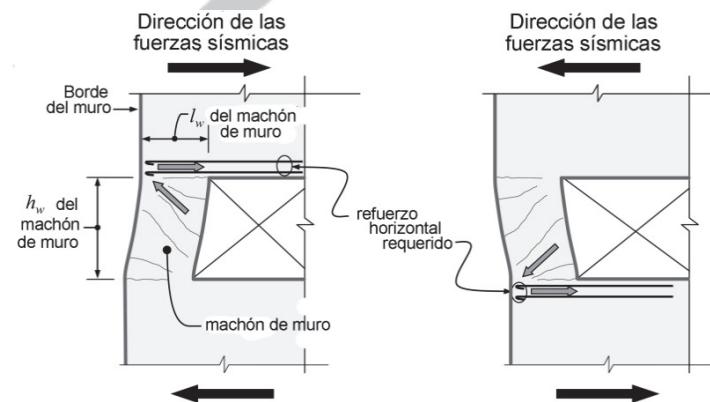


Fig. R18.10.8 — Refuerzo horizontal requerido en segmentos de muro por encima y por debajo machones de muro en el borde del muro.

La sección 18.10.8.2 cubre machones de muro localizados en el borde del muro. Bajo la acción de cortante en el plano del muro, pueden aparecer fisuras inclinadas que se propaguen a los segmentos de muro directamente encima o debajo del machón de muro. A menos que haya suficiente refuerzo en los segmentos de muro adyacentes, puede ocurrir

REGLAMENTO

COMENTARIO

18.10.9 Juntas de construcción

18.10.9.1 Todas las juntas de construcción en los muros estructurales deben cumplir con lo indicado en 26.5.6 y las superficies de contacto deben hacerse rugosas congruentemente con la condición (b) de la Tabla 22.9.4.2.

18.10.10 Muros discontinuos

18.10.10.1 Las columnas que soporten muros estructurales discontinuos deben ser reforzadas de acuerdo con lo indicado en 18.7.5.6.

18.11 — Muros estructurales especiales construidos usando concreto prefabricado

18.11.1 Alcance

18.11.1.1 Esta sección aplica a muros estructurales especiales construidos usando concreto prefabricado que forma parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.

18.11.2 Generalidades

18.11.2.1 Los muros estructurales especiales construidos usando concreto prefabricado deben cumplir con todos los requisitos de 18.10, además de 18.5.2.

18.11.2.2 Se permiten muros estructurales especiales construidos usando concreto prefabricado y tendones postensados no adheridos y que no cumplen con los requisitos de 18.11.2.1 siempre que cumplan con los requisitos del ACI ITG5.1.

18.12 — Diafragmas y cerchas

18.12.1 Alcance

18.12.1.1 Esta sección aplica a diafragmas y colectores que forman parte del sistema resistente ante fuerzas sísmicas en estructuras asignadas a CDS D, E o F.

18.12.1.2 Los requisitos de 18.12.11 se deben aplicar a las cerchas estructurales que forman parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas asignadas a CDS D, E ó F.

una falla a cortante en ellos. La longitud de embebido del refuerzo que se coloque para este fin en los segmentos de muro adyacentes debe determinarse considerando tanto los requisitos de longitud de desarrollo como la resistencia a cortante de los segmentos de muro (véase la Fig. R18.10.8).

R18.11 — Muros estructurales especiales construidos usando concreto prefabricado

R18.11.2 Generalidades

R18.11.2.2 Estudios experimentales y analíticos (Priestley et al. 1999; Perez et al. 2003; Restrepo 2002) han demostrado que algunos tipos de muros estructurales prefabricados y postensados con tendones no adheridos, y que no cumplen con los requisitos del Capítulo 18, proveen características de desempeño sísmico satisfactorias. El ACI ITG-5.1 define un protocolo para establecer un procedimiento de diseño para tales muros con o sin vigas de acople y validado por análisis y ensayos de laboratorio.

El documento ACI ITG-5.2 define los requisitos de diseño para un tipo especial de muro estructural construido utilizando concreto prefabricado y tendones de postensado no adheridos y su uso validado de acuerdo con 18.11.2.2.

R18.12 — Diafragmas y cerchas

R18.12.1 Alcance — Los diafragmas tal como son usados en edificaciones son elementos estructurales (tales como pisos y cubiertas) que cumplen algunas o todas de las siguientes funciones:

- (a) Apoyar los elementos de la edificación (tales como muros, particiones y fachadas) que resisten fuerzas horizontales, pero que no actúan como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.
- (b) Transferir las fuerzas laterales desde el punto de aplicación a los elementos verticales del sistema de

REGLAMENTO**COMENTARIO**

resistencia ante fuerzas sísmicas.

(c) Interconectar los diferentes componentes del sistema vertical de resistencia ante fuerzas sísmicas con la adecuada resistencia, rigidez y ductilidad de tal manera que la edificación responda de acuerdo con lo buscado en el diseño (Wyllie 1987).

18.12.2 Fuerzas de diseño

18.12.2.1 Las fuerzas de diseño sísmico para diafragmas estructurales se deben obtener del reglamento general de construcción usando los requisitos y las combinaciones de carga aplicables.

R18.12.2 Fuerzas de diseño

R18.12.2.1 En el reglamento general de construcción, con frecuencia las fuerzas de diseño sísmico para diafragmas de piso y techo no son calculadas directamente durante el análisis de fuerza lateral que proporciona las fuerzas y cortantes de los pisos. En cambio, las fuerzas de diseño del diafragma en cada nivel se calculan mediante una fórmula que amplifica las fuerzas de piso reconociendo los efectos dinámicos e incluyendo límites máximos y mínimos. Estas fuerzas se usan con las combinaciones de carga requeridas para diseñar diafragmas para cortante y momento.

Para los elementos colectores, los reglamentos generales de construcción en los Estados Unidos especifican combinaciones de carga que amplifican las fuerzas sísmicas por un factor Ω_0 . Las fuerzas amplificadas por Ω_0 se usan para calcular las fuerzas cortantes locales de diafragmas que resultan de la transferencia de las fuerzas de los colectores, y para momentos resistentes a flexión locales en diafragmas que resultan de cualquier excentricidad de las fuerzas de los colectores. Los requisitos específicos para las fuerzas de diseño sísmico para diafragmas y colectores dependen de la edición del reglamento general de construcción que se use. Los requisitos también pueden variar de acuerdo a la CDS.

Para la mayoría de las edificaciones en concreto sometidas a demandas sísmicas inelásticas, es deseable limitar el comportamiento inelástico de los diafragmas de piso y techo bajo las fuerzas sísmicas y deformaciones impuestas. Es preferible que el comportamiento inelástico ocurra solamente en los lugares deseados del sistema vertical de resistencia ante fuerzas sísmicas las cuales se detallan para una respuesta dúctil, como sucede en las articulaciones plásticas de la viga de pórticos especiales resistentes a momento, o articulaciones plásticas para flexión en la base de muros estructurales o en las vigas de acople. Para edificaciones sin luces grandes en el diafragma entre los elementos resistentes a fuerzas laterales, el comportamiento del diafragma elástico no es difícil de lograr. Para edificaciones donde los diafragmas podrían alcanzar su resistencia a flexión o cortante antes de que ocurra fluencia en el sistema vertical de resistencia ante fuerzas sísmicas, los diseñadores deben considerar un incremento de la resistencia del diafragma.

18.12.3 Trayectoria de las fuerzas sísmicas

18.12.3.1 Todos los diafragmas y sus conexiones deben diseñarse y detallarse para que sea capaces de transferir las fuerzas a los elementos colectores y a los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.

18.12.3.2 Los elementos de un sistema de diafragma estructural que se encuentra sometido principalmente a fuerzas

R18.12.3 Trayectoria de las fuerzas sísmicas

R18.12.3.2 Este requisito se aplica a elementos similares a puntales que están presentes alrededor de las aberturas,

REGLAMENTO

axiales y que se usan para transferir el cortante o las fuerzas de flexión del diafragma alrededor de las aberturas u otras discontinuidades, debe cumplir con los requisitos para los colectores de 18.12.7.5 y 18.12.7.6.

COMENTARIO

bordes de diafragmas y otras discontinuidades de los diafragmas. La figura R18.12.3.2 muestra un ejemplo. Esos elementos pueden verse sometidos a fuerzas sísmicas axiales en combinación con flexión y cortante proveniente del sismo o de las cargas gravitacionales.

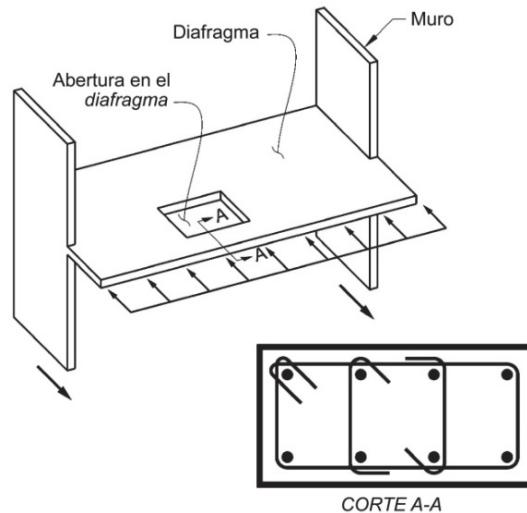


Fig. R18.12.3.2 — Ejemplo de diafragma cumpliendo los requisitos de 18.12.3.2 y mostrando un elemento con el confinamiento requerido por 18.12.7.5.

18

18.12.4 Afinado de piso compuesto construido en sitio en losas que actúan como diafragmas

18.12.4.1 Se permite el uso como diafragma de un afinado de piso compuesto construido en sitio sobre un piso o cubierta prefabricados siempre y cuando el afinado de piso construido en sitio se refuerce y la superficie del concreto previamente endurecido sobre la cual se coloca el afinado de piso esté limpia, libre de lechada y se haya hecho rugosa intencionalmente.

18.12.5 Afinado de piso no compuesto construido en sitio en losas que actúan como diafragmas

18.12.5.1 Se permite que un afinado de piso no compuesto construido en sitio sobre un piso o cubierta prefabricado sirva como diafragma estructural siempre y cuando el afinado de piso de losa construido en sitio actuando por si mismo este diseñado y detallado para resistir las fuerzas sísmicas de diseño.

18.12.6 Espesor mínimo de diafragmas

18.12.6.1 Las losas de concreto y los afinados de piso compuestos que sirven como diafragmas estructurales usados para transmitir fuerzas sísmicas deben tener un espesor mínimo de 2 pulg. Los afinados de piso colocados sobre elementos de piso o cubierta 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, deben tener un espesor no menor que 2.5 pulg.

R18.12.4 Afinado de piso compuesto construido en sitio en losas que actúan como diafragmas

R18.12.4.1 Se requiere de un afinado de piso adherido de manera que el sistema de piso o cubierta pueda proporcionar una restricción contra el pandeo de la losa. Se requiere refuerzo para asegurar la continuidad de la fuerza cortante a través de las juntas del prefabricado. Los requisitos de conexión se introducen para incentivar un sistema completo con las transferencias de cortante necesarias.

R18.12.5 Afinado de piso no compuesto construido en sitio en losas que actúan como diafragmas

R18.12.5.1 No se requiere de una acción compuesta entre el afinado de piso y los elementos prefabricados del piso, siempre y cuando el afinado de piso sea diseñado para resistir las fuerzas sísmicas de diseño.

R18.12.6 Espesor mínimo de diafragmas

R18.12.6.1 El espesor mínimo de los diafragmas de concreto refleja la práctica actual en sistemas con viguetas y de tipo reticular y en afinados de piso compuestos colocados sobre sistemas prefabricados de piso y cubierta. Se requiere de losas más gruesas cuando la afinado de piso no actúa en forma compuesta con el sistema prefabricado para resistir las fuerzas sísmicas de diseño.

REGLAMENTO

18.12.7 Refuerzo

18.12.7.1 La cuantía mínima de refuerzo para los diafragmas estructurales debe estar de acuerdo con lo indicado en 24.4. Excepto para las losas postensadas, el espaciamiento del refuerzo en cada dirección no debe exceder de 18 pulg. Cuando se usa refuerzo electrosoldado de alambre como refuerzo distribuido para resistir el cortante en el afinado de piso colocado sobre elementos de piso y cubierta prefabricados, los alambres paralelos a las juntas entre elementos prefabricados deben estar espaciados a no menos de 10 pulg. centro a centro. El refuerzo colocado para resistencia a cortante debe ser continuo y debe estar distribuido uniformemente a través del plano de cortante.

18.12.7.2 Los tendones adheridos que se usen como refuerzo para resistir fuerzas de los colectores o cortante de diafragmas o tracción por flexión deben diseñarse de forma tal que el esfuerzo debido a las fuerzas sísmicas de diseño no exceda de 60,000 lb./pulg². Se permite que la precompresión producida por tendones de preesfuerzo no adheridos resista fuerzas de diseño del diafragma si se proporciona una trayectoria de cargas para la fuerza sísmica.

18.12.7.3 Todo refuerzo usado para resistir fuerzas de los colectores, cortante en el diafragma o tracción por flexión debe ser desarrollado o empalmado para resistir f_y en tracción.

18.12.7.4 Se requieren empalmes Tipo 2, cuando se usan empalmes mecánicos para transferir fuerzas entre el diafragma y los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.

18.12.7.5 Los elementos colectores con esfuerzos de compresión que excedan $0.2f'_c$ en cualquier sección deben tener refuerzo transversal que cumpla con 18.7.5.2(a) hasta (e) y con 18.7.5.3, excepto que el límite de espaciamiento de 18.7.5.3(a) debe ser un tercio de la dimensión menor del colector. La cantidad de refuerzo transversal debe cumplir con la Tabla 18.12.7.5. Se permite disconinuar el refuerzo transversal

COMENTARIO

R18.12.7 Refuerzo

R18.12.7.1 Las cuantías mínimas de refuerzo para los diafragmas corresponden a las cantidades de refuerzo requeridas por temperatura y retracción (véase 24.4). El espaciamiento máximo para refuerzo tiene por objeto controlar del ancho de las fisuras inclinadas. Los requisitos mínimos de preesfuerzo promedio (véase 24.4.4.1) se consideran adecuados para limitar el ancho de las fisuras en sistemas de piso postensados; por lo tanto, los requisitos de espaciamiento máximo no se aplican a estos sistemas.

El requisito de espaciamiento mínimo para refuerzo electrosoldado de alambre en los afinados de piso de sistemas de piso prefabricados tiene por objeto evitar la fractura del refuerzo distribuido durante un sismo. Las fisuras en la afinado de piso se abren precisamente sobre la junta entre las alas de los miembros prefabricados adyacentes, y los alambres que cruzan esas fisuras están restringidos por los alambres transversales (Wood et al. 2000). Por lo tanto, toda la deformación asociada con la fisuración debe acomodarse en una distancia no mayor que el espaciamiento de los alambres transversales. Se requiere de un espaciamiento mínimo de 10 pulg. para los alambres transversales con el fin de reducir la posibilidad de rotura de los alambres que cruzan las fisuras críticas durante el sismo de diseño. Los requisitos de espaciamiento mínimo no se aplican a los diafragmas reforzados con barras individuales debido a que las deformaciones unitarias se distribuyen en una longitud mayor.



R18.12.7.3 La longitud de desarrollo y empalme por traslapo de barras se diseñan de acuerdo con los requisitos del Capítulo 25 para refuerzo en tracción. No se permiten reducciones en las longitudes de desarrollo o de empalme por traslapo debidas a esfuerzos calculados menores que f_y , como se indica en 25.4.10.2.

R18.12.7.5 En documentos como NEHRP Provisions (FEMA P750-10), ASCE/SEI 7 (2010), el IBC-12 (ICC 2012) y el Uniform Building Code (ICBO 1997), los elementos colectores de diafragmas deben ser diseñados para fuerzas amplificadas por un factor Ω_0 para tener en cuenta la sobrerresistencia en los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas. El factor de amplificación Ω_0 varía entre 2 y 3 para estructuras de concreto,

REGLAMENTO

especificado en la sección donde el esfuerzo a compresión calculado es menor que $0.15f'_c$.

Donde las fuerzas de diseño hayan sido amplificadas para tomar en cuenta la sobreresistencia de los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas, el límite de $0.2f'_c$ debe ser incrementado a $0.5f'_c$ y el límite de $0.15f'_c$ debe ser aumentado a $0.4f'_c$.

Tabla 18.12.7.5 — Refuerzo transversal para elementos colectores

Refuerzo transversal	Expresiones aplicables	
A_{sh}/sb_c para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos	$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(a)
ρ_s para espirales y estribos cerrados de confinamiento circulares	Mayor de: $0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ $0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(b) (c)

18.12.7.6 El detallado del refuerzo longitudinal para los elementos colectores en los empalmes y zonas de anclaje debe cumplir (a) o (b):

- (a) Un espaciamiento mínimo centro a centro de tres diámetros de barra longitudinal, pero no menos de 1.5 pulg., y un recubrimiento mínimo de concreto libre de 2.5 diámetros de barra longitudinal, pero no menor de 2 pulg.
- (b) El área de refuerzo transversal, siempre que A_v sea al menos igual al mayor de $0.75\sqrt{f'_c b_w s} / f_{yt}$ y $50b_w s / f_{yt}$, excepto en lo exigido en 18.12.7.5.

18.12.8 Resistencia a flexión

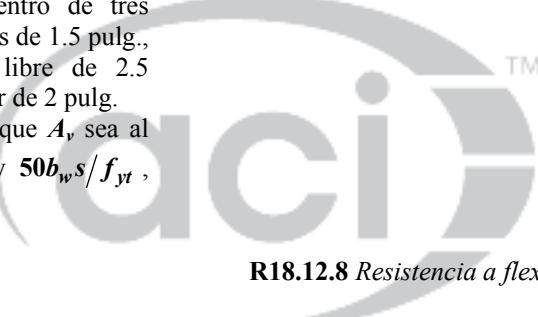
18.12.8.1 Los diafragmas y porciones de diafragmas deben diseñarse para flexión, de acuerdo con el Capítulo 12. Deben considerarse los efectos de las aberturas.

COMENTARIO

dependiendo del documento seleccionado y del tipo de sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas. En algunos documentos, el factor puede ser calculado con base en las fuerzas máximas que pueden desarrollarse por los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.

Los esfuerzos de compresión calculados para las fuerzas mayoradas por medio de un modelo linealmente elástico basado en la sección bruta del diafragma estructural se utilizan como un valor índice para determinar si se requiere refuerzo de confinamiento. Un esfuerzo de compresión calculado de $0.2f'_c$, o de $0.5f'_c$ para fuerzas amplificadas por Ω_0 se supone que indica que la integridad de toda la estructura depende de la capacidad de dicho miembro para resistir fuerzas apreciables de compresión bajo carga cíclica severa. Por lo tanto, se requiere de refuerzo transversal en dicho miembro para proporcionar confinamiento al concreto y al refuerzo.

R18.12.7.6 Esta sección tiene como objetivo reducir la posibilidad de pandeo de la barra y proporciona condiciones adecuadas para el desarrollo de la barra en la vecindad de las zonas de empalmes y anclajes.



R18.12.8 Resistencia a flexión

R18.12.8.1 La resistencia a flexión de diafragmas se calcula usando las mismas suposiciones que para los muros, columnas o vigas. El diseño de diafragmas para flexión y otras acciones usa las combinaciones de carga aplicables de 5.3.1 para considerar las fuerzas sísmicas que actúan simultáneamente con las cargas por gravedad y otras.

Se debe considerar la influencia de las aberturas de la losa en la resistencia a flexión y cortante, incluyendo la evaluación de las secciones potencialmente críticas creadas por las aberturas. Los modelos puntual tensor son potencialmente útiles para diseñar diafragmas con aberturas.

Las prácticas de diseño anteriores suponían que los momentos de diseño para diafragmas estructurales eran resistidos completamente por fuerzas en las cuerdas del diafragma que actuaban en bordes opuestos del mismo. Esta idealización se encontraba implícita en versiones anteriores del Reglamento, pero ha sido reemplazada por un enfoque en el que se supone que todo el refuerzo longitudinal, dentro de los límites de 18.12.7, contribuye a la resistencia a flexión del diafragma. Este cambio reduce el área requerida de refuerzo longitudinal concentrado cerca del borde del diafragma, pero no debe interpretarse como un requisito para eliminar todo el refuerzo de borde.

REGLAMENTO

18.12.9 Resistencia a cortante

18.12.9.1 V_n en diafragmas estructurales no debe exceder:

$$V_n = A_{cv} \left(2\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y \right) \quad (18.12.9.1)$$

Para diafragmas conformados por afinado de piso construido en sitio y colocado sobre un piso o cubierta prefabricado, A_{cv} se calcula usando solamente el espesor del afinado de piso para los diafragmas formados por afinado de piso no compuesto y por el espesor combinado de los miembros prefabricados y el afinado colocado en sitio para los diafragmas de afinado de piso compuesto. Para los diafragmas formados por afinado de piso compuesto, el valor de f'_c usado para determinar V_n no se debe exceder el menor del f'_c de los miembros prefabricados y el f'_c del afinado de piso.

18.12.9.2 El V_n de diafragmas estructurales no debe exceder $8A_{cv}\sqrt{f'_c}$.

18.12.9.3 Por encima de las juntas entre elementos prefabricados en diafragmas no compuestos, o con afinado de pisos compuesto, V_n no debe exceder

$$V_n = A_{vf} f_y \mu \quad (18.12.9.3)$$

Donde A_{vf} es el área total del refuerzo para cortante por fricción colocada dentro de la afinado de piso, incluyendo los refuerzos distribuidos y de borde, que estén orientado perpendicularmente a las juntas del sistema prefabricado y el coeficiente de fricción, μ es **1.0λ**, donde λ está dado en 19.2.4.1. Por lo menos la mitad de A_{vf} debe estar distribuida uniformemente a lo largo de la longitud del plano potencial de cortante. El área de refuerzo distribuido en el afinado de piso debe cumplir con 24.4.3.2 en cada dirección.

18.12.9.4 Por encima de las juntas entre elementos prefabricados en diafragmas no compuestos y con afinado de piso compuesto, V_n no debe exceder los límites de 22.9.4.4 con A_c calculado usando solamente el espesor del afinado de piso.

18.12.10 Juntas de construcción

18.12.10.1 Todas las juntas de construcción en los diafragmas deben cumplir con lo indicado en 26.5.6 y la superficie de contacto debe hacerse rugosas consistentemente con la condición (b) de la Tabla 22.9.4.2.

COMENTARIO

R18.12.9 Resistencia a cortante — Los requisitos de resistencia a cortante para diafragmas son los mismos que para los muros estructurales esbeltos y están basados en los requisitos para cortante en vigas. El término A_{cv} se refiere al área bruta del diafragma, pero no puede exceder el espesor multiplicado por el ancho del diafragma. Esto corresponde al área total de la viga alta efectiva que conforma el diafragma. El refuerzo de losa distribuido, ρ_t , usado para calcular la resistencia a cortante del diafragma en la ecuación (18.12.9.1) está ubicado perpendicularmente al refuerzo a flexión del diafragma. La sección 18.12.9.2 limita la resistencia máxima a cortante del diafragma.

Además de cumplir con los requisitos de 18.12.9.1 y 18.12.9.2, los afinados de piso colocados en sitio que actúan como diafragmas deben cumplir con 18.12.9.3 y 18.12.9.4. Los afinados de piso colocados en sitio en un sistema de piso o techo prefabricado tienden a sufrir fisuras de retracción, alineadas con las juntas entre miembros prefabricados adyacentes. Por lo tanto, los requisitos adicionales de resistencia a cortante para el afinado de piso que actúa como diafragma en 18.12.9.3 están basados en un modelo de cortante por fricción (Wood et al. 2000), y el plano de fisuración supuesto corresponde a las juntas del sistema prefabricado en el sentido de la dirección del cortante aplicado, como se muestra en la Fig. R22.9.4.3. El coeficiente de fricción, μ , en el modelo de cortante por fricción se toma igual a 1.0 para concreto de peso normal debido a la presencia de estas fisuras de retracción.

Tanto el refuerzo distribuido como de borde en los afinados de piso puede ser considerado como refuerzo a cortante por fricción, A_{vf} . El refuerzo de borde dentro del diafragma se denominaba refuerzo de cuerda en el ACI 318 con anterioridad al 2008. Aunque el refuerzo de borde también resiste las fuerzas debidas a momento y cortante en el diafragma, la reducción en la resistencia a cortante por fricción en la zona de tracción es compensada por el aumento en la resistencia a cortante por fricción en la zona de compresión. Por lo tanto, el área del refuerzo de borde usada para resistir cortante por fricción no necesita ser sumada al área del refuerzo de borde usada para resistir fuerzas debidas a momento y fuerza axial. El refuerzo de afinado de piso distribuido debe contribuir por lo menos con la mitad de la resistencia nominal a cortante. Se supone que las conexiones entre los elementos prefabricados no contribuyen a la resistencia a cortante del afinado de piso que actúa como diafragma.

La Sección 18.12.9.4 limita el cortante máximo que puede ser transmitido por cortante por fricción dentro de un afinado de piso que actúa como diafragma.

REGLAMENTO

18.12.11 Cerchas estructurales

18.12.11.1 Los elementos de cerchas estructurales con esfuerzos a compresión que excedan de $0.2 f'_c$ en cualquier sección deben tener refuerzo transversal a lo largo del elemento, como se requiere en 18.7.5.2, 18.7.5.3, 18.7.5.7 y la Tabla 18.12.11.1.

Tabla 18.12.11.1 — Refuerzo transversal para cerchas estructurales

Refuerzo transversal	Expresiones aplicables		
A_{sh}/sb_c para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos	Mayor de:	$0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(a)
		$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(b)
ρ_s para espirales y estribos cerrados de confinamiento circulares	Mayor de:	$0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(c)
		$0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(d)

18.12.11.2 Todos los refuerzos continuos en elementos de cerchas estructurales deben estar desarrollados y empalmados para f_y en tracción.

18.13 — Cimentaciones

18.13.1 Alcance

18.13.1.1 Esta sección aplica a cimentaciones que resisten fuerzas inducidas por sismos o que transfieren las fuerzas sísmicas entre la estructura y el terreno en estructuras asignadas a CDS D, E o F.

18.13.1.2 Los requisitos indicados en esta sección para pilotes, pilas excavadas, cajones de cimentación y losas sobre el terreno complementan otros criterios de diseño y de construcción aplicables del Reglamento, incluyendo 1.4.5 y 1.4.6.

18.13.2 Zapatas, losas de cimentación y cabezales de pilotes

18.13.2.1 El refuerzo longitudinal de las columnas y muros estructurales que resisten fuerzas inducidas por los efectos sísmicos debe extenderse dentro de la zapata, losa de cimentación o cabezal de pilotes, y debe estar totalmente desarrollado por tracción en la interfaz.

18.13.2.2 Las columnas que sean diseñadas suponiendo condiciones de empotramiento en la cimentación, deben cumplir con lo indicado en 18.13.2.1, y si se requieren ganchos, el refuerzo longitudinal que resiste la flexión debe tener ganchos de 90 grados cerca del fondo de la cimentación, con el extremo libre de las barras orientado hacia el centro de la columna.

18.13.2.3 Las columnas o elementos de borde de los muros estructurales especiales de concreto reforzado que tengan un borde dentro de una longitud equivalente a la mitad de la altura

COMENTARIO

R18.12.11 Cerchas estructurales

R18.12.11.1 Las expresiones para refuerzo transversal A_{sh} se basan en asegurar una capacidad a compresión de una sección de columna equivalente que se mantiene después del descascaramiento del recubrimiento de concreto.

R18.13 — Cimentaciones

R18.13.1 Alcance — Los requisitos para cimentaciones que dan apoyo a edificaciones asignadas a CDS D, E o F representan un consenso respecto al nivel mínimo de buena práctica en el diseño y detallado de cimentaciones de concreto incluyendo pilotes, pilas excavadas y cajones de cimentación. Es deseable que durante movimientos fuertes del terreno la respuesta inelástica se produzca en zonas por encima de la cimentación ya que la reparación de cimentaciones puede ser extremadamente difícil y costosa.

R18.13.2 Zapatas, losas de cimentación y cabezales de pilotes

R18.13.2.2 Los ensayos han demostrado (Nilsson and Losberg 1976) que los miembros a flexión que terminan en una zapata, losa o viga (un nudo T) debe tener sus ganchos orientados hacia adentro, en dirección del eje del miembro, para que el nudo sea capaz de resistir la flexión en el miembro que forma el alma de la T.

R18.13.2.3 Las columnas o elementos de borde con apoyo cercano al borde de la cimentación, como sucede a menudo cerca de los linderos de la propiedad, deben

REGLAMENTO

de la zapata deben tener refuerzo transversal de acuerdo con lo indicado en 18.7.5.2 hasta 18.7.5.4, colocado debajo de la parte superior de la zapata. Este refuerzo debe extenderse dentro de la zapata, losa de cimentación o cabezal de pilotes una longitud igual a la longitud de desarrollo del refuerzo longitudinal de la columna o elemento de borde, calculada para f_y en tracción.

18.13.2.4 Cuando los efectos sísmicos crean fuerzas de levantamiento en los elementos de borde de los muros estructurales especiales de concreto reforzado o en las columnas, se debe proporcionar refuerzo de flexión en la parte superior de la zapata, losa de cimentación o cabezal de pilotes para que resista las combinaciones de mayoración de las carga de diseño, y no puede ser menor que lo requerido en 7.6.1 ó 9.6.1.

18.13.2.5 El concreto estructural simple en zapatas y muros de cimentación debe cumplir con 14.1.4.

18.13.3 Vigas y losas sobre el terreno

18.13.3.1 Las vigas sobre el terreno diseñadas para actuar como amarres horizontales entre cabezales de pilotes o zapatas deben tener refuerzo longitudinal continuo que debe desarrollarse dentro o más allá de la columna soportada, o anclarse dentro del cabezal de pilotes o zapata en todas las discontinuidades.

18.13.3.2 Las vigas sobre el terreno diseñadas para actuar como acoplos horizontales entre cabezales de pilotes o zapatas deben diseñarse 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 18 pulg. Se deben colocar estribos cerrados con un espaciamiento que no exceda el menor entre la mitad de la menor dimensión transversal y 12 pulg.

18.13.3.3 Las vigas sobre el terreno y las vigas que sean parte de una losa de cimentación y estén sometidas a flexión de columnas que son parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas deben cumplir con lo indicado en 18.6.

18.13.3.4 Las losas sobre el terreno que resisten fuerzas sísmicas provenientes de los muros o columnas que son parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas deben diseñarse como diafragmas estructurales de acuerdo con lo indicado en 18.12. Los documentos de construcción deben especificar claramente que la losa sobre el terreno es un diafragma estructural y es parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.

18.13.4 Pilotes, pilas y cajones de cimentación

COMENTARIO

detallarse para prevenir una falla en el borde de la zapata, cabezal de pilotes o losa de cimentación.

R18.13.2.4 La intención de esta sección es insistir en que se puede requerir refuerzo superior, adicionalmente a otros tipos de refuerzo requerido.

R18.13.2.5 Las cimentaciones y los muros de sótanos deben ser reforzados en edificaciones asignadas a CDS D, E o F.

R18.13.3 *Vigas y losas sobre el terreno* — Para condiciones sísmicas, las losas sobre el terreno a menudo son parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas y deben diseñarse de acuerdo con este Reglamento y de acuerdo con las normas o recomendaciones apropiadas (véase 1.4.7).

R18.13.3.2 Las vigas sobre el terreno que conectan cabezales de pilotes o zapatas pueden consistir en vigas aisladas localizadas bajo la losa sobre el terreno o pueden estar conformadas por un engrosamiento de la losa sobre el terreno. Las limitaciones a la sección transversal y los requisitos mínimos de estribos proporcionan dimensiones razonables.

R18.13.3.3 Las vigas sobre el terreno que resisten esfuerzos sísmicos de flexión provenientes de los momentos en las columnas deben tener detalles de refuerzo similares a los de las vigas que forman parte de la estructura localizada por encima de la cimentación.

R18.13.3.4 Las losas sobre el terreno a menudo actúan como un diafragma para amarrar toda la edificación al nivel del terreno y minimizar los efectos de las ondas de movimiento del terreno actuando fuera de fase que pueden ocurrir bajo la edificación. En estos casos, se debe detallar y reforzar adecuadamente la losa sobre el terreno. Los documentos de construcción deben establecer claramente que estas losas sobre el terreno son miembros estructurales prohibiendo así que la losa pueda ser aserrada.

R18.13.4 *Pilotes, pilas y cajones de cimentación* — Un desempeño adecuado de los pilotes y cajones de cimentación bajo cargas sísmicas requiere que estas disposiciones se cumplan además de otras normas o recomendaciones (véase R1.4.5).

REGLAMENTO

18.13.4.1 Los pilotes, pilas o cajones de cimentación que resistan fuerzas de tracción deben tener refuerzo longitudinal continuo a lo largo de la zona que resiste las fuerzas de tracción. El refuerzo longitudinal debe detallarse para transferir las fuerzas de tracción del cabezal de los pilotes a los miembros estructurales soportados.

18.13.4.2 Cuando las fuerzas de tracción inducidas por los efectos sísmicos sean transferidas entre el cabezal de pilote o losa de cimentación y un pilote prefabricado por barras de refuerzo colocadas con mortero inyectado o post instaladas en la parte superior del pilote, se debe haber sido demostrado mediante ensayos que el sistema de inyección desarrolla al menos $1.25f_y$ de la barra.

18.13.4.3 Los pilotes, pilas o cajones de cimentación deben tener refuerzo transversal de acuerdo con lo indicado en 18.7.5.2(a) hasta (e), 18.7.5.3 y 18.7.5.4, excluyendo los requisitos de (c) y (f) de la Tabla 18.7.5.4, en las zonas definidas en (a) y (b):

- (a) En la parte superior del miembro en por lo menos cinco veces la dimensión transversal del miembro, pero no menos de 6 pies por debajo de la parte inferior del cabezal del pilote.
- (b) Para las partes de los pilotes embebidas en un suelo que no es capaz de proveer soporte lateral, o están al aire o en agua, a lo largo de toda la longitud del tramo sin soporte más la longitud requerida en (a).

18

18.13.4.4 Para pilotes prefabricados de concreto hincados, la longitud de refuerzo transversal proporcionada debe ser suficiente para tener en cuenta las variaciones potenciales de la profundidad a la que llega la punta del pilote.

18.13.4.5 Los pilotes, pilas o cajones de cimentación que soportan edificaciones de uno o dos pisos con muros de carga de aporticamiento compuestos por un entramado con montantes y diagonales contrachapado, están exentos de los requisitos de refuerzo transversal indicado en 18.13.4.3 y 18.13.4.4.

18.13.4.6 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 en los pilotes inclinados se deben considerar dentro de la porción del pilote en suelo que no es capaz de proporcionar soporte lateral, o que queda al aire o en el agua.

COMENTARIO

R18.13.4.1 Se necesita asegurar una trayectoria de cargas en los cabezales de pilotes para transferir las fuerzas de tracción desde las barras de refuerzo en la columna o elemento de borde a través del cabezal de pilotes hasta el refuerzo del pilote o cajón de cimentación.

R18.13.4.2 Los pasadores (dowels) colocados usando mortero de inyección en un orificio en la parte superior de un pilote prefabricado de concreto necesitan ser desarrollados y los ensayos son un medio práctico de demostrar su resistencia. Alternativamente, las barras de refuerzo pueden dejarse embebidas en la parte superior del pilote, para luego descubrirlas por picado del concreto y empalmarlas mecánicamente o soldarlas a una extensión del refuerzo.

R18.13.4.3 Durante los sismos los pilotes pueden verse sometidos a demandas de flexión extremadamente elevadas en puntos de discontinuidad, especialmente justo debajo del cabezal del pilote o cerca de la base de un depósito de suelo suelto o blando. Los requisitos del Reglamento para el confinamiento del refuerzo en la parte superior del pilote se basan en prevenir numerosas fallas observadas en este sitio en sismos. Se requiere de refuerzo transversal en esta zona para proveer un comportamiento dúctil. Hay posible acción inelástica en el pilote en los cambios abruptos en los depósitos de suelo, tales como cambios de suelo blando a firme o de estratos de suelos sueltos a densos. Donde se usen pilotes prefabricados, la posibilidad que la punta del pilote quede a una profundidad distinta que la especificada en los documentos de construcción debe ser considerada al detallar el pilote. Si el pilote durante su hincado alcanza el rechazo a una profundidad menor a la especificada, hay necesidad de cortar una longitud mayor del pilote. Si esta posibilidad no es prevista la longitud de refuerzo transversal requerida por este requisito podría no existir después que se corte la longitud en exceso del pilote.

R18.13.4.6 A menudo se ha observado daño estructural considerable en la unión de los pilotes inclinados con la edificación. El cabezal del pilote y la estructura circundante deben diseñarse para las fuerzas potencialmente altas que se pueden desarrollar en los pilotes inclinados.

REGLAMENTO

18.14 — Miembros que no se designan como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas

18.14.1 Alcance

18.14.1.1 Los requisitos de esta sección se aplican a los miembros que no se designan como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas en estructuras asignadas a CDS D, E y F.

18.14.2 Acciones de diseño

18.14.2.1 Los miembros que no se designan como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas deben ser evaluados para las combinaciones de carga gravitacional ($1.2D + 1.0L + 0.2S$) ó $0.9D$, cualquiera que sea crítica, actuando simultáneamente con el desplazamiento de diseño δ_u . Se puede reducir el factor de carga para carga viva, L , a 0.5 excepto para garajes, áreas ocupadas como lugares de reunión pública, y todas las áreas donde L sea mayor de 100 lb./pie².

18.14.3 Vigas, columnas y nudos construidos en sitio

18.14.3.1 Las vigas y columnas construidas en sitio deben detallarse de acuerdo con lo indicado en 18.14.3.2 ó 18.14.3.3 dependiendo de la magnitud de los momentos y cortantes inducidos en estos miembros cuando son sometidos al desplazamiento de diseño δ_u . Si los efectos de δ_u no son explícitamente verificados, de cumplirse con los requisitos de 18.14.3.3.

18.14.3.2 Cuando los momentos y fuerzas cortantes inducidas no excedan la resistencia de diseño a cortante y momento del miembro de pórtico, deben satisfacerse las condiciones de (a) hasta (c).

(a) Las vigas deben cumplir con 18.6.3.1. El espaciamiento del refuerzo transversal no debe exceder $d/2$. Cuando la fuerza axial mayorada excede $A_g f'_c / 10$, el refuerzo transversal deben ser estribos cerrados de confinamiento que cumplan con 18.7.5.2 con un espaciamiento s_0 que cumpla con 18.14.3.2(b).

(b) Las columnas deben satisfacer 18.7.4.1, 18.7.5.2 y 18.7.6. El espaciamiento longitudinal máximo de los estribos cerrados de confinamiento debe ser s_0 en toda la longitud de la columna. El espaciamiento s_0 no debe exceder el menor de seis diámetros de la barra longitudinal de menor diámetro ni 6 pulg.

(c) Las columnas con fuerza axial gravitacional mayorada que excede $0.35P_0$ deben cumplir con 18.14.3.2(b) y 18.7.5.7. La cantidad de refuerzo transversal suministrado

COMENTARIO

R18.14 — Miembros que no se designan como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas

Esta sección sólo es aplicable a estructuras asignadas a CDS D, E o F. Para estas CDS, se exige que todos los miembros estructurales que no se designan como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas, se diseñen para resistir las cargas gravitacionales mientras se encuentran sometidos al desplazamiento de diseño. Para estructuras de concreto, los requisitos de esta sección cumplen con este objetivo en columnas, vigas, losas y machones de muro del sistema gravitacional. La sección 18.14.2 define las combinaciones de carga y desplazamiento que deben ser consideradas.

El desplazamiento de diseño se encuentra definido en Capítulo 2. Los modelos usados para determinar los desplazamientos de diseño de edificaciones deben elegirse para producir resultados que abarquen en forma conservadora los valores esperados durante el sismo de diseño y deben incluir, en la medida que sea adecuado, los efectos de fisuración del concreto, flexibilidad de la cimentación y deformación de los diafragmas de piso y cubierta.

Las disposiciones de 18.14 tienen la intención de permitir una fluencia dúctil a flexión para columnas, vigas, losas y machones de muro, proporcionando el confinamiento y resistencia al corte necesarios en miembros que fluyan bajo el desplazamiento de diseño.

R18.14.3 Vigas, columnas y nudos construidos en sitio

R18.14.3.1 Se supone que las columnas y vigas construidas en el sitio fluyen si los efectos combinados de las cargas gravitacionales mayoradas y el desplazamiento de diseño exceden las resistencias especificadas, o si no se calculan los efectos del desplazamiento de diseño. Los requisitos para refuerzo transversal y resistencia al corte varían según el tipo de miembro y si el miembro fluye o no bajo el desplazamiento de diseño.

REGLAMENTO

COMENTARIO

debe ser de la mitad del requerido por 18.7.5.4 y el espaciamiento no debe exceder s_0 en la altura total de la columna.

18.14.3.3 Cuando los momentos o cortantes inducidos excedan ϕM_n o ϕV_n del elemento de pórtico, o si los momentos o cortantes inducidos no se calculan, debe cumplirse con (a) hasta (d):

- (a) Los materiales, empalmes mecánicos y empalmes soldados deben cumplir con los requisitos para pórticos especiales resistente a momentos dados en 18.2.5 hasta 18.2.8.
- (b) Las vigas deben cumplir con 18.14.3.2(a) y 18.6.5.
- (c) Las columnas deben cumplir con 18.7.4, 18.7.5, y 18.7.6.
- (d) Los nudos deben cumplir con 18.8.3.1.

18.14.4 Vigas y columnas prefabricadas

18.14.4.1 Los miembros de pórticos de concreto prefabricado que se supone no contribuyen con la resistencia lateral, incluyendo sus conexiones, deben cumplir con (a) hasta (d):

- (a) Los requisitos de 18.14.3.
- (b) Los estribos especificados en 18.14.3.2(b) deben colocarse en toda la longitud de la columna, incluyendo la altura de las vigas.
- (c) Se debe colocar refuerzo de integridad estructural de acuerdo con lo especificado en 4.10.
- (d) La longitud de apoyo de una viga debe ser al menos 2 pulg. mayor a la longitud de apoyo requerida para cumplir con 16.2.6.

18.14.5 Conexiones losa-columna

18.14.5.1 En conexiones losa-columna de losas en dos direcciones sin vigas, debe colocarse dentro de la losa refuerzo a cortante que cumpla con los requisitos de 8.7.6 ó 8.7.7 en toda sección crítica de la losa definida en 22.6.4.1 si $\Delta_x/h_{sx} \geq [0.035 - v_{ug}/(20\phi v_c)]$. El refuerzo a cortante de la

losa requerido debe cumplir con $v_s \geq 3.5\sqrt{f'_c}$ en la sección crítica de la losa y se debe extender por lo menos cuatro veces el espesor de la losa desde la cara del apoyo adyacente a la sección crítica de la losa. El requisito de colocar refuerzo a cortante no aplica si $\Delta_x/h_{sx} \leq 0.005$.

El valor de (Δ_x/h_{sx}) debe tomarse como el mayor valor de los pisos adyacentes por arriba y por debajo de la conexión losa-columna. v_{cg} es el esfuerzo calculado de acuerdo con 22.6.5.

v_{ug} es el esfuerzo cortante mayorado en la sección crítica de la losa para acción en dos direcciones debido a cargas de gravedad sin incluir la transferencia de momento.

R18.14.4 Vigas y columnas prefabricadas

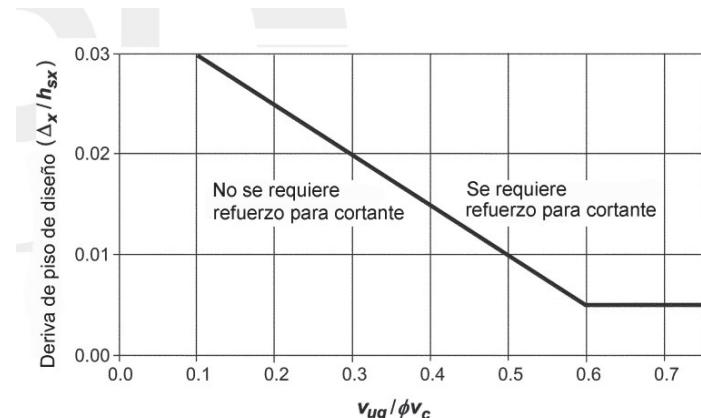
R18.14.4.1 El daño en algunas construcciones con sistemas gravitacionales de concreto prefabricado mostrado durante el sismo de Northridge en 1994, se atribuyó a diversos factores considerados en esta sección. Las columnas deben tener estribos a lo largo de toda su altura, los miembros de pórtico que no se han diseñados para resistir las fuerzas sísmicas deben estar amarrados entre sí, y deben utilizarse mayores longitudes de apoyo para mantener la integridad del sistema gravitacional durante el movimiento sísmico. El incremento de 2 pulg. en la longitud de apoyo se basa en una deriva de piso supuesta de 4 por ciento y una altura de viga de 50 pulg., lo que se considera conservador para los movimientos esperados para estructuras asignadas a CDS D, E o F. Además de este requisito, los miembros de pórticos prefabricados que se supone no contribuyen a la resistencia lateral deben cumplir con 18.14.3, según sea aplicable.

R18.14.5 Conexiones losa-columna

R18.14.5.1 Los requisitos para refuerzo de cortante en las conexiones losa-columna intentan reducir la posibilidad de que se produzca una falla de cortante por punzonamiento de la losa si la deriva de piso de diseño excede el valor especificado.

No se exige el cálculo de los momentos inducidos, con base en investigaciones (Megally and Ghali 2002; Moehle, 1996) que identifican la probabilidad de falla de cortante por punzonamiento considerando la deriva de piso de diseño y el cortante debido a las cargas gravitacionales sin momento en las cercanías de la sección crítica de la losa. La figura R18.14.5.1 ilustra este requisito. El requisito puede cumplirse agregando refuerzo de cortante a la losa, aumentando el espesor de la losa, cambiando el diseño para reducir la deriva de piso de diseño, o una combinación de las anteriores.

Si se utilizan capiteles, ábacos, descolgados para cortante, u otros cambios en el espesor de la losa, los requisitos de 18.14.5 deben evaluarse en todas las secciones potencialmente críticas, como lo requiere 22.6.5.1.

REGLAMENTO**COMENTARIO***Fig. R18.14.5.1 — Ilustración del criterio de 18.14.5.1***18.14.6 Machones de muro**

18.14.6.1 Los machones de muro que no se designan como parte del sistema de resistencia de fuerzas sísmicas deben cumplir los requisitos de 18.10.8. Cuando el reglamento general de construcción incluya requisitos para sobrerresistencia del sistema de resistencia de fuerzas sísmicas, se permite determinar la fuerza cortante de diseño como Ω_0 veces el cortante inducido bajo los desplazamientos de diseño, δ_u .

R18.14.6 Machones de muro

R18.14.6.1 La sección 18.10.8 requiere que la fuerza sísmica de diseño se determine de acuerdo con 18.7.6.1, lo cual en algunos casos puede resultar en fuerzas irrealmente altas. Como una alternativa, la fuerza cortante de diseño puede determinarse como el producto de un factor de sobrerresistencia y el cortante inducido cuando el machón de muro se desplaza δ_u . El factor de sobre resistencia, Ω_0 , incluido en documentos como las recomendaciones de FEMA (2010), ASCE/SEI 7-10, y el International Building Code e (IBC-12), puede utilizarse para ese propósito.

REGLAMENTO**COMENTARIO****NOTAS:**

REGLAMENTO**CAPÍTULO 19 — CONCRETO: REQUISITOS DE DISEÑO Y DURABILIDAD****19.1 Alcance**

19.1.1 Las disposiciones de este Capítulo deben aplicar al concreto, incluyendo:

- (a) Las propiedades a ser utilizadas para diseño,
- (b) Los requisitos de durabilidad.

19.1.2 Este capítulo aplica para los requisitos de durabilidad de mortero de inyección usado en tendones adheridos de acuerdo con 19.4.

19.2—Propiedades del diseño del concreto**19.2.1 Resistencia especificada a la compresión**

19.2.1.1 El valor de f'_c debe ser especificado en los documentos de construcción y debe estar de acuerdo con (a) hasta (c):

- (a) Los límites de la Tabla 19.2.1.1.
- (b) Los requisitos de durabilidad de la Tabla 19.3.2.1.
- (c) Los requisitos de resistencia estructural.

Tabla 19.2.1.1 — Límites para f'_c

Aplicación	Concreto	f'_c Mínimo, lb./pulg. ²	f'_c Máximo, lb./pulg. ²
General	Peso normal y liviano	2500	Ninguno
Pórticos especiales resistentes a momentos y muros estructurales especiales	Peso normal	3000	Ninguno
	Liviano	3000	5000 ^[1]

^[1] Este límite puede ser excedido cuando la evidencia experimental demuestre que los elementos estructurales hechos con concreto liviano proporcionan una resistencia y tenacidad iguales o mayores que las de elementos comparables hechos con concreto de peso normal de la misma resistencia.

19.2.1.2 Se debe usar la resistencia especificada a la compresión para la dosificación de mezclas en 26.4.3 y para el ensayo y aceptación del concreto en 26.12.3.

19.2.1.3 A menos que se especifique lo contrario, f'_c debe basarse en ensayos a los 28 días. Si el ensayo no es a los 28 días, se debe especificar la edad del ensayo para f'_c en los documentos de construcción.

19.2.2 Módulo de elasticidad

19.2.2.1 Se permite calcular el módulo de elasticidad, E_c , para el concreto por medio de (a) o (b):

- (a) Para valores de w_c entre 90 y 160 lb./pie³

COMENTARIO**R19 — CONCRETO: REQUISITOS DE DISEÑO Y DURABILIDAD****R19.2—Propiedades del diseño del concreto**

R19.2.1 Resistencia especificada a la compresión — Los requisitos para mezclas de concreto se basan en la filosofía de que el concreto de proveer resistencia y durabilidad adecuadas. El Reglamento define un valor mínimo de f'_c para concreto estructural. No hay límite para el valor máximo de f'_c , excepto que así lo requiera un requisito específico del Reglamento.

Las mezclas de concreto dosificadas de acuerdo con 26.4.3 deben lograr una resistencia promedio a la compresión que excede el valor de f'_c utilizado en los cálculos de diseño estructural. El valor por medio del cual la resistencia promedio a la compresión excede f'_c se basa en conceptos estadísticos. Cuando el concreto se diseña para lograr un nivel de resistencia mayor que f'_c , se asegura que la resistencia de los ensayos del concreto tengan una probabilidad alta de cumplir los criterios de aceptación de la resistencia de 26.12.3. Los requisitos de durabilidad prescritos en la Tabla 19.3.2.1 deben cumplirse adicionalmente al cumplimiento del mínimo f'_c de 19.2.1. Bajo ciertas circunstancias, los requisitos de durabilidad pueden exigir un valor de f'_c mayor que el requerido para fines estructurales.

Para el diseño de pórticos especiales resistentes a momento y muros estructurales especiales utilizados para resistir fuerzas sísmicas, el Reglamento limita el máximo f'_c de concreto liviano a 5000 lb./pulg.². Este límite se incluye principalmente debido a la ausencia de evidencia experimental y del terreno acerca del comportamiento de miembros construidos con concreto liviano sometidos a inversiones de desplazamiento en el rango de respuesta no lineal.

El Reglamento también limita f'_c para el diseño de anclajes al concreto. Estos requisitos están en 17.2.7.

R19.2.2 Módulo de elasticidad

R19.2.2.1 Los estudios que condujeron a la expresión para el módulo de elasticidad del concreto están resumidos en Pauw (1960), en donde E_c se define como la pendiente de la línea trazada desde un esfuerzo nulo hasta un esfuerzo de compresión de $0.45f'_c$. El módulo de elasticidad del concreto es sensible al módulo de elasticidad del agregado y



REGLAMENTO

$$E_c = w_c^{1.5} 33\sqrt{f'_c} \text{ (en lb./pulg.}^2\text{)} \quad (19.2.2.1.a)$$

(b) Para concreto de peso normal

$$E_c = 57,000\sqrt{f'_c} \text{ (en lb./pulg.}^2\text{)} \quad (19.2.2.1.b)$$

19.2.3 Módulo de ruptura

19.2.3.1 El módulo de ruptura, f_r , para concreto debe calcularse con:

$$f_r = 7.5\lambda\sqrt{f'_c} \quad (19.2.3.1)$$

donde el valor de λ debe cumplir con 19.2.4.

19.2.4 Concreto liviano

19.2.4.1 Para considerar las propiedades del concreto de peso liviano, se debe emplear el factor de modificación λ como multiplicador de $\sqrt{f'_c}$ en todos los requisitos aplicables de este Reglamento.

19.2.4.2 El valor de λ debe estar basado en la composición del agregado en la mezcla de concreto de acuerdo con la Tabla 19.2.4.2 o como se permita en 19.2.4.3.

Tabla 19.2.4.2 — Factor de modificación λ

Concreto	Composición de los agregados	λ
Todos livianos	Fino: ASTM C330 Grueso: ASTM C330	0.75
Liviano, mezcla fina	Fino: Combinación de ASTM C330 y C33 Grueso: ASTM C330	0.75 a 0.85 ^[1]
Arena, liviana	Fino: ASTM C33 Grueso: ASTM C330	0.85
Arena, liviana, Mezcla gruesa	Fino: ASTM C33 Grueso: Combinación de ASTM C330 y C33	0.85 a 1.00 ^[2]
Peso normal	Fino: ASTM C33 Grueso: ASTM C33	1.00

^[1]Se permite la interpolación lineal de 0.75 a 0.85 con base al volumen absoluto del agregado fino de peso normal como una fracción del volumen absoluto total de agregado fino.

^[2]Se permite la interpolación lineal de 0.80 a 1.00 con base al volumen absoluto del agregado grueso de peso normal como una fracción del volumen absoluto total de agregado grueso.

19.2.4.3 Si la resistencia promedio a tracción por hendimiento del concreto liviano, f_{ct} , se utiliza para calcular λ se deben realizar ensayos de laboratorio de acuerdo con la ASTM C330 para establecer el valor de f_{ct} y los correspondientes valores de f_{cm} y λ se deben calcular por medio de:

$$\lambda = \frac{f_{ct}}{6.7\sqrt{f_{cm}}} \leq 1.0 \quad (19.2.4.3)$$

COMENTARIO

la dosificación de la mezcla de concreto. Los valores medidos del módulo de elasticidad pueden variar entre el 80 y el 120 por ciento de los valores calculados. La norma ASTM C469 da un método de ensayo para determinar el módulo de elasticidad para el concreto en compresión.

R19.2.4 Concreto liviano — El factor de modificación λ se utiliza para tener en cuenta la relación entre la resistencia a tracción y a compresión del concreto de peso liviano en comparación con el concreto de peso normal. Para diseño utilizando concreto liviano, la resistencia a cortante, las propiedades de fricción, la resistencia al hendimiento, la adherencia entre el concreto y el refuerzo y los requisitos de longitud de desarrollo, no se toman como equivalentes al concreto de peso normal de la misma resistencia a compresión.

En los casos típicos, el diseñador ignora la dosificación de la combinación de agregados necesarios para lograr la resistencia de diseño y la densidad requerida para un proyecto. En la mayoría de los casos, los suministradores locales de concreto y agregados disponen de mezclas estándar de agregados livianos y pueden dar las fracciones volumétricas de agregado liviano y de peso normal necesarias para lograr los valores deseados. Estas fracciones volumétricas pueden utilizarse para determinar el valor de λ , o en la ausencia de esta información, se permite utilizar valores de λ de frontera inferior para el tipo de concreto liviano especificado.

Se incluyen dos procedimientos alternativos para realizar la determinación de λ . La primera alternativa se basa en la suposición que, para resistencia a la compresión equivalente, la resistencia a tracción del concreto de peso liviano es una fracción fija de la resistencia a la tracción del concreto de peso normal (Ivey and Buth 1967). Los multiplicadores para λ se basan en datos obtenidos de los ensayos de diversos tipos de agregado estructural de peso liviano.

El segundo procedimiento alternativo para determinar λ se basa en ensayos de laboratorio de concreto liviano con fuentes del agregado y resistencia a la compresión representativos de aquellos que serán utilizados en la obra. Los ensayos de laboratorio realizados de acuerdo con ASTM C330 suministran una resistencia al hendimiento promedio, f_{ct} y una resistencia promedio a la compresión f_{cm} para el concreto liviano. El valor de λ se determina utilizando la ecuación (19.2.4.3), que se basa en la suposición que la resistencia promedio a la tracción por hendimiento de

REGLAMENTO

La mezcla de concreto ensayada para calcular λ debe ser representativa de la que se utilice en la obra.

19.3 — Requisitos de durabilidad del concreto

COMENTARIO

concreto de peso normal es igual a $6.7\sqrt{f_{cm}}$ (Ivey and Buth 1967; Hanson 1961).

R19.3 — Requisitos de durabilidad del concreto

La durabilidad del concreto se ve afectada por la resistencia del concreto a la penetración de fluidos. Esta se ve principalmente afectada por la relación a/mc y la composición de los materiales cementantes utilizados en el concreto. Para una relación a/mc dada, el uso de ceniza volante, cemento de escoria, humo de sílice, o una combinación de estos materiales usualmente aumenta la resistencia del concreto a la penetración de fluidos y mejora la durabilidad del concreto. El Reglamento hace énfasis en la relación a/mc para lograr la permeabilidad baja que se requiere para cumplir con los requisitos de durabilidad. La norma ASTM C1202 puede ser utilizada para una indicación de la resistencia del concreto a la penetración de fluidos.

Debido a que es difícil verificar con precisión la relación a/mc del concreto, el valor seleccionado para f'_c debe ser congruente con la máxima relación a/mc requerida por efectos de durabilidad. La selección de un f'_c que sea congruente con la máxima a/mc requerida por durabilidad permite que se puedan utilizar los resultados de ensayos de resistencia como un substitutivo de a/mc , y así ayudar a que no se exceda en obra la máxima a/mc .

Tal como lo indica la nota [1] de pie de la Tabla 19.3.2.1, no se especifican límites de la máxima relación a/mc para concreto liviano debido a que la cantidad de agua de la mezcla que es absorbida por los agregados livianos hace que los cálculos de la relación a/mc sea inciertos. Por lo tanto, los requisitos para un f'_c mínimo se utilizan para asegurar que se produzca una pasta de cemento de alta calidad.

Las categorías de exposición definidas en la Tabla 19.3.1.1 se subdividen en clases de exposición dependiendo de la severidad de la exposición. Los requisitos para el concreto asociados con la clase de exposición están en 19.3.2.

El Reglamento no incluye requisitos para exposiciones especialmente severas, tales como ácidos o temperaturas altas.

19.3.1 Categorías y clases de exposición

19.3.1.1 El profesional facultado para diseñar debe asignar las clases de exposición de acuerdo con la severidad de la exposición anticipada de los elementos para cada categoría de exposición según la Tabla 19.3.1.1.

R19.3.1 Categorías y clases de exposición

El Reglamento incluye cuatro categorías de exposición que afectan los requisitos del concreto para asegurar una durabilidad adecuada:

Categoría de Exposición F aplica para concreto exterior expuesto a la humedad y a ciclos de congelamiento y deshielo, con o sin productos químicos descongelantes.

Categoría de Exposición S aplica para concreto en contacto con suelo o agua que contenga cantidades perjudiciales de iones sulfatos solubles en agua.

Categoría de Exposición W aplica para concreto en contacto con agua pero no está expuesto a congelamiento y deshielo, cloruros o sulfatos.

Categoría de Exposición C aplica para concreto no preestrenado y preestrenado expuesto a condiciones que requieren protección adicional del refuerzo contra la corrosión.

REGLAMENTO

Tabla 19.3.1.1 — Categorías y clases de exposición

Categoría	Clase	Condición	
Congelamiento y deshielo (F)	F0	Concreto no expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo	
	F1	Concreto expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo y exposición ocasional a la humedad	
	F2	Concreto expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo y en contacto frecuente con la humedad	
	F3	Concreto expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo que estará en contacto frecuente con la humedad y expuesto a productos químicos descongelantes	
Sulfato (S)		Sulfatos solubles en agua (SO_4^{2-}) en el suelo, % en masa^[1]	Sulfato (SO_4^{2-}) disuelto en agua, ppm^[2]
	S0	$\text{SO}_4^{2-} < 0.10$	$\text{SO}_4^{2-} < 150$
	S1	$0.10 \leq \text{SO}_4^{2-} < 0.20$	$150 \leq \text{SO}_4^{2-} < 1500$ o agua marina
	S2	$0.20 \leq \text{SO}_4^{2-} \leq 2.00$	$1500 \leq \text{SO}_4^{2-} \leq 10000$
	S3	$\text{SO}_4^{2-} > 2.00$	$\text{SO}_4^{2-} > 10000$
En contacto con el agua (W)	W0	Concreto seco en servicio Concreto en contacto con el agua donde no se requiere baja permeabilidad	
	W1	En contacto con el agua donde se requiera baja permeabilidad	
Protección del refuerzo para la corrosión (C)	C0	Concreto seco o protegido contra la humedad	
	C1	Concreto expuesto a la humedad, pero no a una fuente externa de cloruros	
	C2	Concreto expuesto a la humedad y a una fuente externa de cloruros provenientes de productos químicos descongelantes, sal, agua salobre, agua de mar o salpicaduras del mismo origen	

^[1]El porcentaje en masa de sulfato en el suelo debe determinarse por medio de la norma ASTM C1580.

^[2]La concentración de sulfatos disueltos en agua en partes por millón debe determinarse por medio de la norma ASTM D516 ó la norma ASTM D4130.

COMENTARIO

Para cada categoría de exposición, la severidad se encuentra definida por clases, con valores numéricos que aumentan de acuerdo con el incremento del grado de severidad de las condiciones de exposición. Se asigna una clasificación “0” cuando la categoría de exposición tiene un efecto despreciable (es benigna) o no es aplicable al miembro estructural.

Categoría de Exposición F: Que el concreto se dañe por causa de ciclos de congelamiento y deshielo depende de la cantidad de agua presente en los poros del concreto en el momento del congelamiento (Powers 1975). La cantidad de agua presente puede describirse en términos del grado de saturación del concreto. Si el grado de saturación es suficientemente alto, habrá suficiente agua en los poros para producir esfuerzos de tracción interna suficientemente grandes para causar fisuración cuando el agua se congela y se expande. No se necesita que la totalidad del miembro esté saturada para que sea susceptible de dañarse. Por ejemplo, si los 3/8 de pulg. de una losa o el 1/4 de pulg. de un muro están saturados esas porciones son vulnerables al daño por congelamiento y deshielo, indistintamente de que tan seco se encuentre el interior.

Para que cualquier porción de un miembro sea resistente al congelamiento y deshielo, esa porción del concreto necesita tener suficiente aire incorporado y resistencia. La resistencia adecuada se obtiene al requerir una relación a/mc baja, lo que además reduce el volumen de poros y mejora la resistencia a la penetración del agua. El aire incorporado hace que sea más difícil la saturación del concreto y permite la expansión del agua cuando se congela.

Las clases de exposición varían dependiendo del grado de exposición al agua, dado que esto va a influir en la posibilidad de que cualquier porción del concreto esté saturada cuando se vea expuesta a ciclos de congelamiento y deshielo. Las condiciones que aumentan el potencial de saturación incluyen contacto de larga duración con el agua o contacto frecuente con ella sin que se presenten drenaje o períodos secos intermedios. La posibilidad de que un miembro de concreto esté saturado depende de la localización en el proyecto, de la localización y orientación del miembro dentro de la estructura, y del clima. Los registros de desempeño de miembros similares en estructuras existentes en la misma localización general también pueden servir de guía al asignar la clase de exposición.

La **Categoría de Exposición F** se subdivide en cuatro clases de exposición:

- (a) La Clase de Exposición F0 se asigna a concreto que no estará expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo.
- (b) La Clase de Exposición F1 se asigna a concreto que estará expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo y que tendrá exposición limitada a la humedad. Exposición limitada al agua implica algún contacto con el agua y absorción de la misma; no obstante, no se espera que el concreto absorba suficiente agua para saturarse. El profesional facultado para diseñar debe revisar las condiciones de exposición cuidadosamente para justificar la decisión de si el concreto se puede saturar o no ante del congelamiento. A pesar de que el concreto en esta clase

REGLAMENTO**COMENTARIO**

de exposición no se espera que se sature, se requiere un contenido mínimo de aire incorporado de 3.5 a 6 por ciento para reducir el potencial de daño en caso que el miembro de concreto se sature.

(c) La Clase de Exposición F2 se asigna a concreto que se verá expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo y que tendrá exposición al agua frecuentemente. La exposición frecuente al agua implica que algunas porciones del concreto van a absorber suficiente agua como para que con el tiempo haya una posibilidad de que se presente congelamiento cuando el concreto esté saturado. Si hay dudas respecto a asignar el miembro a Clase de Exposición F1 ó F2, se debe seleccionar la opción más conservadora F2. En las Clases de Exposición F1 y F2 no se espera exposición a productos químicos descongelantes.

(d) La Clase de Exposición F3 se asigna a concreto que se va a ver expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo con el mismo nivel de exposición al agua que en la Clase de Exposición F2. Adicionalmente el concreto en la Clase de Exposición F3 se espera que será expuesto a productos químicos descongelantes. Estos productos químicos pueden aumentar la absorción y retención de agua (Spragg et al. 2011), lo cual va a facilitar que el concreto se sature más fácilmente.

La Tabla R19.3.1 presenta ejemplos de miembros de concreto para cada una de estas clases de exposición.

La Categoría de Exposición S se subdivide en cuatro clases de exposición:

(a) La Clase de Exposición S0 se asigna para condiciones donde la concentración de sulfatos solubles en agua en contacto con el concreto es baja, y no preocupa un ataque dañino causado por sulfatos.

(b) Las Clases de Exposiciones S1, S2 y S3 se asignan para elementos de concreto estructural en contacto directo con sulfatos solubles en el suelo o en el agua. La severidad de la exposición aumenta desde la Clase de Exposición S1 a la S3 con base en un valor mayor de la concentración de sulfatos solubles en agua en el suelo o de la concentración de sulfatos disueltos en agua. El agua marina se encuentra clasificada como S1.

La Categoría de Exposición W está subdividida en dos clases de exposición:

(a) los elementos estructurales deben asignarse a la Clase de Exposición W0 cuando están secos en servicio, expuestos a la humedad o en contacto con al agua, pero no existen requisitos de baja permeabilidad específicos.

(b) La Clase de Exposición W1 se asigna con base en la necesidad de baja permeabilidad del concreto al agua y cuando la penetración del agua dentro del concreto puede reducir la durabilidad del miembro. Un ejemplo es un muro de cimentación por debajo del nivel freático.

REGLAMENTO**COMENTARIO****Tabla R19.3.1 — Ejemplos de miembros estructurales en la Categoría de Exposición F**

Clase de Exposición	Ejemplos
F0	<ul style="list-style-type: none"> Miembros en climas donde no se va a presentar congelamiento Miembros que va a estar dentro de estructuras que no van a estar expuestos a congelamiento Cimentaciones no expuestas a congelamiento Miembros enterrados por debajo de la profundidad de helada
F1	<ul style="list-style-type: none"> Miembros que no van a ser sometidos a acumulación de nieve o hielo, tales como muros exteriores, vigas, vigas maestras y losas que no están en contacto directo con el suelo Las cimentaciones de muros pueden estar en esta clase dependiendo de la posibilidad de que se saturen
F2	<ul style="list-style-type: none"> Miembros que van a ser sometidos a acumulación de nieve o hielo, tales como losas exteriores en altura Cimentaciones y muros de sótanos que sobresalen del terreno y contra las cuales se puede acumular nieve o hielo Miembros horizontales y verticales en contacto con el suelo
F3	<ul style="list-style-type: none"> Miembros expuestos a productos químicos descongelantes, tales como miembros horizontales en estructuras de estacionamientos Cimentaciones y muros de sótanos que sobresalen del terreno y contra las cuales se puede acumular nieve o hielo que contengan químicos descongelantes

19

La Categoría de Exposición C está subdividida en tres clases de exposición:

TM

- (a) La Clase de Exposición C0 se asigna cuando las condiciones de exposición no requieren protección adicional contra el inicio de corrosión del refuerzo.
- (b) Las Clases de Exposición C1 y C2 se asigna a miembros de concreto no preeforzados y preeforzados, dependiendo del grado de exposición a fuentes externas de humedad y cloruros en servicio. Algunos ejemplos de fuentes externas de cloruros son el concreto en contacto directo con productos químicos descongelantes, sal, agua salobre, agua de mar o salpicaduras del mismo origen.

19.3.2 Requisitos para las mezclas de concreto

19.3.2.1 Con base a las clases de exposición asignadas en la Tabla 19.3.1.1, las mezclas de concreto deben cumplir con los requisitos más restrictivos de la Tabla 19.3.2.1.

R19.3.2 Requisitos para las mezclas de concreto — En la Tabla 19.3.2.1 se presentan los requisitos para concreto con base en la asignación a las diferentes clases de exposición. Deben cumplirse los requisitos más restrictivos. Por ejemplo, un miembro asignado a la Clase de Exposición W1 y a la Clase de Exposición S2 requiere cumplir con una máxima relación a/mc de 0.45 y un f'_c mínimo de 4500 lb./pulg.² debido a que los requisitos para Clase de Exposición S2 son más restrictivos que los requisitos para Clase de Exposición W1.

Clases de Exposición F1, F2 y F3: además de cumplir con un límite máximo de la relación a/mc y un f'_c mínimo, el concreto para miembros sometidos a congelamiento y deshielo deben tener aire incorporado, de acuerdo con 19.3.3.1. Los miembros estructurales asignados a la Clase de Exposición F3 deben además cumplir con las limitaciones sobre la cantidad de puzolana y de escorias en la composición de los materiales cementantes, según 26.4.2.2(b).

REGLAMENTO**COMENTARIO**

Los requisitos para miembros de concreto simple en la Clase de Exposición F3 son menos restrictivos debido a la posibilidad baja de problemas causados por la corrosión del refuerzo. El profesional facultado para diseñar debe considerar los detalles del refuerzo mínimo a incluir en el miembro de concreto simple para asegurarse que los requisitos menos restrictivos son apropiados para el proyecto específico.

Clases de Exposición S1, S2 y S3: La Tabla 19.3.2.1 enumera los tipos apropiados de cemento, la máxima relación a/mc y el valor mínimo de f'_c para condiciones de exposición a los sulfatos. Al seleccionar el cemento para resistencia a los sulfatos, la consideración primordial es el contenido de aluminato tricálcico (C_3A).

Exposición Clase S1: En el cemento ASTM C150 Tipo II el contenido máximo de C_3A está limitado a 8 por ciento y es aceptable para ser usado en Exposiciones Clase S1. Los cementos adicionados ASTM C595 con la designación MS también son apropiados. Desde 2009, ASTM C595 ha incluido requisitos para cementos adicionados binarios (IP e IS) y ternarios (IT). Los cementos adicionados binarios y ternarios apropiados bajo ASTM C595 son los Tipo IP, IS e IT que incluyen el sufijo (MS) como parte de su designación, la cual indica que el cemento cumple con los requisitos de resistencia moderada a los sulfatos. Bajo ASTM C1157, la designación apropiada para exposición moderada a los sulfatos es Tipo MS.

Clase de Exposición S2: Para esta clase de exposición, el cemento ASTM C150 Tipo V con un contenido máximo de C_3A de 5 por ciento es aceptable. Los cementos binarios y terciarios de ASTM C595 son los tipos IP, IS e IT que incluyen el sufijo (HS) como parte de su designación, lo cual indica que el cemento cumple con los requisitos de resistencia a los sulfatos alta. Para ASTM C1157, la designación apropiada para exposición a los sulfatos severa es Tipo HS.

Clase de Exposición S3: El Reglamento permite el uso de cemento portland ASTM C150 Tipo V combinado con puzolanas o cemento escoria si se dispone de registros de servicio exitoso a cambio de tener que cumplir los requisitos de ensayos de 26.4.2.2(c). Esta alternativa también está disponible para cementos adicionados binarios y terciarios ASTM C595 que tengan el sufijo (HS) en su designación y también para cementos ASTM C1157 Tipo HS.

El empleo de ceniza volante (ASTM C618, Clase F), puzolanas naturales (ASTM C618, Clase N), humo de sílice (ASTM C1240) o escoria granulada de alto horno (ASTM C989) también han demostrado que mejoran la resistencia del concreto a los sulfatos (Li and Roy 1986; ACI 233R; ACI 234R). Por lo tanto la nota de pie de la Tabla 19.3.2.1 da una opción de desempeño para determinar la combinación apropiada de estos materiales como una alternativa al uso de los cementos de tipos específicos listados. La ASTM C1012 puede ser usada para evaluar la resistencia a los sulfatos de las mezclas que usan combinaciones de materiales cementantes, de acuerdo con 26.4.2.2(c).

Algunos cementos adicionados ASTM C595 y ASTM C1157 pueden cumplir con los requisitos de ensayo de 19.3.4 sin tener que mezclarlos con puzolanas o cemento de escoria adicionando sobre el cemento tal como se fabricó.



REGLAMENTO

COMENTARIO

A partir de 2012, se introdujeron requisitos a ASTM C595 para cementos Tipo IL los cuales contienen entre 5 y 15 por ciento de piedra caliza y cementos IT que contienen hasta 15 por ciento de caliza. Los requisitos actuales de ASTM C595 no permiten que las designaciones de resistencia a los sulfatos moderada (MS) y alta (HS) para cementos Tipo IT con más de 5 por ciento de caliza o cementos Tipo IL.

Debe notarse que los cementos resistentes a los sulfatos no incrementan la resistencia del concreto a ciertas soluciones químicamente agresivas por ejemplo, ácido sulfúrico. Los documentos de construcción deben cubrir estos casos explícitamente.

El agua marina está incluida dentro de la Clase de Exposición S1 (exposición moderada) en la Tabla 19.3.1.1, aun cuando ésta generalmente contiene más de 1500 ppm de SO_4^{2-} . El cemento portland con un contenido mayor de C₃A mejora el enlace de los cloruros presentes en el agua marina y el Reglamento permite otros tipos de cemento portland con un contenido mayor de C₃A, hasta de 10 por ciento, si se reduce la relación *a/mc* máxima a 0.40 (véase la nota de pie en la Tabla 19.3.2.1).

Además de la selección adecuada de materiales cementantes, son esenciales otros requisitos para lograr concretos durables expuestos a sulfatos solubles en agua, tales como: baja relación *a/mc*, resistencia, adecuado contenido de aire incorporado, adecuada compactación, uniformidad, recubrimiento adecuado recubrimiento del refuerzo y suficiente curado húmedo para desarrollar las propiedades potenciales del concreto.

Clase de Exposición W1: Esta clase de exposición requiere una baja permeabilidad por estar en contacto directo con el agua y el medio principal para obtener una baja permeabilidad es usando una relación *a/mc* baja. Para una relación *a/mc* dada puede lograrse una baja permeabilidad optimizando los materiales cementantes usados en la mezcla de concreto.

Clase de Exposición C2: para el concreto no preesforzado y preefornizado en la Clase de Exposición C2, se deben considerar los requisitos básicos de máxima relación *a/mc*, resistencia mínima a la compresión especificada y recubrimiento mínimo. Las condiciones de las estructuras que puedan recibir cloruros deben ser evaluadas, como es el caso de estructuras para estacionamientos donde los cloruros pueden ser llevados desde el exterior por los vehículos o en estructuras cercanas al agua marina. El uso de refuerzo recubierto, acero de refuerzo resistente a la corrosión, o un recubrimiento mayor que el mínimo indicado en 20.6 pueden dar protección adicional bajo dichas circunstancias. 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 adecuado aditivo reductor de agua de amplio rango, ASTM C494, Tipos F y G, o ASTM C1017 puede también proporcionar una protección adicional (Ozyildirim and Halstead 1988). La norma ASTM C1202 para ensayar mezclas de concreto proporciona información adicional sobre el comportamiento de las mezclas.

Límites de los cloruros en la Categoría de Exposición C: Los límites de iones cloruro deben ser aplicados a las

REGLAMENTO**COMENTARIO**

Clases de Exposición C0, C1 y C2. Para el concreto no preeforzado, la cantidad máxima de iones cloruro solubles en agua, incorporados al concreto, y medidos según la ASTM C1218 a edades que van de 28 a 42 días, dependen del grado de exposición proveniente de la fuente externa de humedad y cloruros. Para el concreto preeforzado, se aplica el mismo límite de 0.06 por ciento de iones cloruro por peso de cemento independientemente de la exposición.

Tabla 19.3.2.1 — Requisitos para el concreto según la clase de exposición

Clase de Exposición	Relación a/mc máx. ^[1]	f'_c Mínimo lb./pulg. ²	Requisitos mínimos adicionales			Límites en los Materiales cementantes
			Contenido de aire			
F0	N/A	2500		N/A		N/A
F1	0.55	3500		Tabla 19.3.3.1		N/A
F2	0.45	4500		Tabla 19.3.3.1		N/A
F3	0.40 ^[2]	5000 ^[2]		Tabla 19.3.3.1		26.4.2.2(b)
			Tipos de material cementante ^[3]			Aditivo cloruro de calcio
			ASTM C 150	ASTM C 595	ASTM C 1157	
S0	N/A	2500	Sin restricción en el tipo	Sin restricción en el tipo	Sin restricción en el tipo	Sin restricción
S1	0.50	4000	II ^{[4][5]}	Tipos IP, IS o IT con designación (MS)	MS	Sin restricción
S2	0.45	4500	V ^[5]	Tipos IP, IS o IT con designación (HS)	HS	No se permite
S3	0.45	4500	V más puzolanas o cemento de escoria ^[6]	Tipos IP, IS o IT con designación (HS) más puzolanas o escoria ^[6]	HS más puzolanas o escoria ^[6]	No se permite
W0	N/A	2500		Ninguna		
W1	0.50	4000		Ninguna		
			Contenido máximo de iones de cloruro (Cl^-) soluble en agua en el concreto, porcentaje por peso de cemento ^[7]		Requisitos adicionales	
			Concreto no preeforzado	Concreto preeforzado		
C0	N/A	2500	1.00	0.06	Ninguno	
C1	N/A	2500	0.30	0.06		
C2	0.40	5000	0.15	0.06	Recubrimiento de concreto ^[8]	

^[1] Los límites para la máxima relación a/mc en la Tabla 19.3.2.1 no aplican a concreto liviano.

^[2] Para concreto simple, la máxima a/mc debe ser 0.45 y el mínimo f'_c debe ser 4500 lb./pulg.²

^[3] Las combinaciones alternativas de materiales cementantes de la Tabla 19.3.2.1 se permiten cuando se ensayan para resistencia a los sulfatos y en el cumplimiento de 26.4.2.2(c).

^[4] Para exposición a agua marina, se permiten otros tipos de cemento pórtland con aluminato tricálcico (C_3A) hasta de 10 por ciento si la relación a/mc no excede 0.40.

^[5] Se permiten otros tipos disponibles de cemento tales como Tipo I o Tipo III en las Clases Exposición S1 ó S2 si el contenido de C_3A es menos del 8 por ciento en la Clase de Exposición S1 o menos de 5 por ciento en la Clase de Exposición S2.

^[6] La cantidad a usar de la fuente específica de puzolanas o cemento de escoria debe ser al menos la cantidad que se haya determinado por medio del registro de servicio para mejorar la resistencia a los sulfatos cuando se utilice en concreto que contenga cemento Tipo V. Alternativamente, la cantidad a usar de la fuente específica de puzolanas o cemento de escoria debe ser al menos la cantidad que se haya determinado por medio del ensayos de la mezcla hechos cumpliendo la norma ASTM C1012 y de acuerdo con el criterio dado en 26.4.2.2(c).

^[7] El contenido de ion cloruro soluble en agua que contribuyen los ingredientes incluyendo el agua, agregados, materiales cementantes y aditivos debe determinarse en la mezcla de concreto por medio de la norma ASTM C1218 a una edad entre 28 y 42 días.

^[8] El recubrimiento de concreto debe cumplir con 20.6.

Información adicional sobre los efectos de los cloruros en la corrosión del acero de refuerzo aparece en ACI 201.2R, que presenta una guía sobre durabilidad del concreto y el ACI 222R, que informa sobre los factores que influyen en la corrosión de metales en el concreto. Puede obtenerse una evaluación inicial del contenido de iones cloruro de la mezcla



REGLAMENTO**COMENTARIO**

de concreto propuesta ensayando los componentes individuales del concreto respecto al contenido total de iones de cloruro. Cuando el contenido total de iones cloruro, calculado a partir de los componentes del concreto, excede los valores permitidos en la Tabla 19.3.2.1, puede ser necesario ensayar muestras de concreto endurecido respecto al contenido de iones cloruro solubles en agua. Parte del total de iones cloruro presentes en los componentes, o bien es insoluble en agua, o reacciona con el cemento durante la hidratación y se vuelve insoluble, según los procedimientos de ensayo descritos en ASTM C1218.

Cuando los concretos se ensayan para obtener el contenido de ion cloruro soluble en agua, los ensayos deben hacerse a una edad de 28 a 42 días. Los límites establecidos en la Tabla 19.3.2.1 deben aplicarse a los cloruros aportados por los componentes del concreto y no a los del ambiente que rodea al concreto. Para concreto no preesforzado que estará seco en servicio (Clase de Exposición C0), se ha incluido un límite de 1 por ciento para controlar los cloruros solubles en agua introducidos por los materiales componentes del concreto.

19.3.3 Requisitos adicionales para exposición a congelamiento y deshielo

19.3.3.1 El concreto de peso normal y liviano expuesto a congelamiento y deshielo clasificado en las Clases de Exposición F1, F2 ó F3 debe tener aire incorporado. Excepto en lo permitido en 19.3.3.3, el contenido de aire debe cumplir con la Tabla 19.3.3.1.

Tabla 19.3.3.1 — Contenido total de aire para concreto expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo

Tamaño máximo nominal del agregado, pulg.	Contenido de aire, porcentaje	
	F1	F2 y F3
3/8	6	7.5
1/2	5.5	7
3/4	5	6
1	4.5	6
1-1/2	4.5	5.5
2	4	5
3	3.5	4.5

19.3.3.2 El concreto debe muestrearse de acuerdo con ASTM C172, y el contenido de aire debe medirse de acuerdo con ASTM C231 ó ASTM C173.

R19.3.3 Requisitos adicionales para exposición a congelamiento y deshielo

R19.3.3.1 En el Reglamento se incluye una tabla con los contenidos de aire requeridos para concreto resistente al congelamiento y deshielo, basada en las guías para dosificar mezclas de concreto en ACI 211.1. El aire incorporado no protege a los concretos que contengan agregados gruesos que sufren cambios de volumen destructivos cuando se congelan en una condición saturada.

R19.3.3.2 El muestreo del concreto fresco para su aceptación con base en el contenido de aire usualmente se realiza en el momento en que el concreto se descarga de la mezcladora o de la unidad de transporte (por ejemplo, el camión de concreto premezclado) al equipo para transferir el concreto a los encofrados. La norma ASTM C172 cubre principalmente el muestreo del concreto en el momento en que se descarga de la mezcladora o una unidad de transporte, pero reconoce que las especificaciones pueden requerir la toma de muestras en otros lugares como puede ser el punto de descarga de una bomba. La Tabla 19.3.3.1 se desarrolló para ensayar el concreto tal como se suministra. ASTM C231 es aplicable a concreto de peso normal y ASTM C173 es aplicable tanto a concreto de peso normal como concreto

REGLAMENTO**COMENTARIO**

liviano.

Si el profesional facultado para diseñar requiere que al concreto fresco se le mida el contenido de aire en lugares de muestreo adicionales, este requisito debe incluirse en los documentos de construcción, incluyendo el protocolo de muestreo, método de ensayo a utilizar, y el criterio de aceptación.

19.3.3.3 Para valores de f'_c que excedan 5000 lb./pulg.², se permite la reducción del contenido de aire en 1.0 punto de porcentaje indicado en la Tabla 19.3.3.1.

19.3.3.4 El máximo porcentaje de puzolanas, incluida la ceniza volante, humo de sílice y cemento de escoria en concreto asignado a Exposición Clase F3, debe estar de acuerdo con 26.4.2.2(b).

19.3.4 Combinación alternativa de materiales cementantes para exposición a los sulfatos

19.3.4.1 Se permiten combinaciones alternas de los materiales cementantes a las incluidas en 19.3.2, siempre y cuando sean ensayadas para su resistencia a los sulfatos. Los ensayos y criterios de aceptación deben cumplir con la Tabla 26.4.2.2.

19.4 — Requisitos de durabilidad para mortero de inyección

19.4.1 El contenido de ion cloruro soluble en agua en el mortero de inyección de tendones adheridos no debe exceder 0.06 por ciento cuando se ensaya de acuerdo con ASTM C1218, medido como masa del ion cloruro entre masa de cemento.

R19.3.3.3 Esta sección permite una reducción en 1.0 un punto de porcentaje en el contenido de aire de concretos con f'_c mayor que 5000 lb./pulg.². Estos concretos de alta resistencia, los cuales tienen menores relaciones a/mc y porosidad, tienen mayor resistencia a los ciclos de congelamiento y deshielo.

R19.3.3.4 La intención de esta sección es que se puede aplicar durante la dosificación de la mezcla de concreto. El requisito se ha repetido en 26.4.2.2(b). En el Capítulo 26 se presentan comentarios adicionales.

R19.3.4 Combinación alternativa de materiales cementantes para exposición a los sulfatos

R19.3.4.1 La intención de esta sección es que se puede aplicar durante la dosificación de la mezcla de concreto. El requisito se ha repetido en 26.4.2.2(c). En el Capítulo 26 se presentan comentarios adicionales.

REGLAMENTO**COMENTARIO****NOTAS:**

19



REGLAMENTO

CAPÍTULO 20 — REFUERZO DE ACERO PROPIEDADES, DURABILIDAD Y EMBEBIDOS

20.1 Alcance

20.1.1 Este capítulo aplica al acero de refuerzo y rige (a) hasta (c):

- (a) Propiedades del acero.
- (b) Propiedades que se deben emplear en el diseño.
- (c) Requisitos de durabilidad, incluidos los requisitos mínimos especificados para el recubrimiento.

20.1.2 Los requisitos de 20.7 aplican a los embebidos.

20.2 – Barras y alambres no preeforzados

20.2.1 Propiedades de los materiales

20.2.1.1 Las barras y alambres no preeforzados deben ser corrugados, excepto las barras lisas o alambres que se permiten para ser utilizados en espirales.

20.2.1.2 La resistencia a la fluencia de barras y alambres no preeforzadas debe determinarse por medio de (a) o (b):

- (a) Método del corrimiento, utilizando un corrimiento de 0.2 por ciento de acuerdo con ASTM A370.
- (b) Método de extensión bajo carga, siempre y cuando la barra o alambre no preeforzado presente un cambio abrupto en la deformación unitaria o un punto de fluencia bien definido.

20.2.1.3 Las barras corrugadas deben cumplir con (a) hasta (e):

- (a) ASTM A615 – acero al carbón.
- (b) ASTM A706 – acero de baja aleación.
- (c) ASTM A 996 – acero de rieles y ejes. Las barras de acero provenientes de rieles deben ser del Tipo R.
- (d) ASTM A955 – acero inoxidable.
- (e) ASTM A1035 – acero cromado bajo en carbón.

COMENTARIO

R20 — REFUERZO DE ACERO PROPIEDADES, DURABILIDAD Y EMBEBIDOS

R20.1 Alcance

R20.1.1 Se especifican los materiales permitidos para ser usados como refuerzo. Otros elementos metálicos, como insertos, tornillos de anclajes o barras lisas usadas como espigas (dowels) en juntas de expansión o contracción, no se consideran normalmente como refuerzo bajo las disposiciones de este Reglamento. Este Reglamento no cubre refuerzo de polímeros reforzados con fibra (Fiber-reinforced polymer – FRP). El comité ACI 440 ha desarrollado guías para el uso de refuerzo FRP (ACI 440 y 440.2R).

R20.2 – Barras y alambres no preeforzados

R20.2.1 Propiedades de los materiales

R20.2.1.2 La mayoría de las barras de acero no preeforzado presentan un comportamiento esfuerzo-deformación que muestra una fluencia o cambio abrupto en la deformación unitaria para un esfuerzo aproximadamente constante (comportamiento esfuerzo deformación elastoplástico). No obstante, productos de refuerzo tales como barras de alta resistencia, alambre de acero, barras en espiral, y barras y alambres de acero inoxidable en general no muestran un punto de fluencia bien definido sino más bien fluyen gradualmente. El método utilizado para medir la resistencia de fluencia del refuerzo debe cubrir los dos tipos de relaciones esfuerzo-deformación.

Un estudio (Paulson et al. 2013) cubriendo refuerzo fabricado desde 2008 hasta 2012 encontró que el método de la extensión bajo carga, usando una extensión de 0.2 por ciento, conduce a un estimativo razonable de la resistencia de estructuras de concreto reforzado.

La resistencia de fluencia se determina por parte del fabricante por medio de ensayos a tracción realizados en la acería sobre muestras de refuerzo. Los métodos de ensayo para determinar la resistencia a la fluencia del acero, incluyendo el del corrimiento o el de extensión bajo carga, están referenciados ya sea en las correspondientes normas ASTM para barras y alambres no preeforzados o en la norma ASTM A370 Test Methods and Definitions.

R20.2.1.3 Las barras corrugadas de acero de baja aleación fabricadas bajo la norma ASTM A706 se destinan a aplicaciones especiales donde se requieren propiedades controladas de tracción, restricciones en la composición química para resaltar las propiedades de soldabilidad, o ambas.

Las barras corrugadas de refuerzo de acero de riel usadas con este Reglamento deben cumplir con las disposiciones de ASTM A996, incluyendo los requisitos para las barras Tipo R, y deben ser marcadas con la letra R para indicar el tipo de

REGLAMENTO**COMENTARIO**

acero. Se requiere que las barras Tipo R cumplan con requisitos más estrictos para los ensayos de doblado que otros tipos de acero de rieles.

Las barras corrugadas de acero inoxidable se utilizan en aplicaciones donde se requiera una resistencia alta a la corrosión o una permeabilidad magnética controlada.

El acero cromado bajo en carbón es un material altamente resistente que se permite usar como refuerzo transversal para el confinamiento en sistemas especiales resistente a sismos y en espirales en columnas. Véase las Tablas 20.2.2.4(a) y (b). La norma ASTM A1035 presenta los requisitos para las barras de dos niveles mínimos de fluencia, 100,000 lb./pulg.² y 120,000 lb./pulg.², designadas como Grado 100 y Grado 120, respectivamente; sin embargo, el máximo f_{yt} permitido para cálculos en este Reglamento está limitado en 20.2.2.3.

20.2.1.4 Las barras lisas para refuerzo en espiral deben cumplir con las normas ASTM A615, A706, A955, ó A1035.

20.2.1.5 Las parrillas de barras corrugadas soldadas deben cumplir con ASTM A184. Las barras de refuerzo, utilizadas en las parrillas de barras corrugadas soldadas deben cumplir con ASTM A615 ó ASTM 706.

20.2.1.6 Las barras corrugadas con cabeza deben cumplir con la norma ASTM A970, incluyendo los requisitos del Anexo A1 para dimensiones de las cabezas Clase HA.

20.2.1.7 El alambre corrugado, el alambre liso, el refuerzo corrugado de alambre electrosoldado y el alambre de refuerzo electrosoldado liso deben cumplir con (a) o (b):

- (a) A1064 - acero al carbón.
- (b) A1022 – acero inoxidable

20.2.1.7.1 Se permite el uso de alambre corrugado de los tamaños D4 hasta D31.

R20.2.1.4 Las barras lisas sólo se permiten para refuerzo en espiral, ya sea como refuerzo transversal para columnas, para refuerzo transversal para cortante y torsión, o confinamiento para empalmes del refuerzo.

R20.2.1.6 La limitación a las dimensiones de la cabeza a Clase HA contenidas en el Anexo A1 de la ASTM A970 se debe a la ausencia de datos de ensayos para barras corrugadas con cabeza que no cumplen con los requisitos dimensionales de la Clase HA. Las cabezas que no cumplen con los requisitos de la Clase HA para las deformaciones de obstrucción y la configuración de la cara de apoyo pueden producir fuerzas de hendimiento no deseadas en el concreto que pueden no ser características de las cabezas usadas en los ensayos experimentales que sirvieron de base a los requisitos de 25.4.4. Para cabezas que cumplen los requisitos dimensionales de la Clase HA, el área neta de apoyo de la cabeza puede suponerse que es igual al área bruta de la cabeza menos el área de la barra. Esta suposición puede no ser válida para cabezas que no cumplen los requisitos dimensionales de la Clase HA.

R20.2.1.7 El alambre liso se permite sólo para refuerzo en espiral y en alambre liso electrosoldado que se considera como corrugado. El alambre de acero inoxidable y el alambre inoxidable electrosoldado se usan en aplicaciones donde se requiere de una alta resistencia a la corrosión o una permeabilidad magnética controlada. Los requisitos para las propiedades físicas y mecánicas para el alambre de acero inoxidable corrugado y para el alambre inoxidable electrosoldado liso y corrugado, cubiertos por la norma ASTM A1022, son las mismas que para alambre corrugado, alambre corrugado electrosoldado y alambre liso electrosoldado de ASTM A1064.

R20.2.1.7.1 Se ha colocado un límite superior al tamaño del alambre corrugado, pues los ensayos (Rudledge et al. 2002) han demostrado que el alambre D45 alcanza solamente

REGLAMENTO

COMENTARIO

20.2.1.7.2 El alambre corrugado mayor que el tamaño D31 se permite en refuerzo electrosoldado de alambre, pero debe tratarse como alambre liso para efectos de desarrollo y longitudes de empalme, de acuerdo con 25.4.7 y 25.5.4, respectivamente.

20.2.1.7.3 Excepto en lo permitido para utilizar refuerzo de alambre electrosoldado como estribos de acuerdo con 25.7.1, el espaciamiento de las intersecciones soldadas en el refuerzo electrosoldado de alambre en la dirección del esfuerzo calculado no debe exceder (a) o (b):

- (a) 16 pulg. para refuerzo electrosoldado de alambre corrugado.
- (b) 12 pulg. para refuerzo electrosoldado de alambre liso.

20.2.2 Propiedades de diseño

20.2.2.1 Para barras y alambres no preesforzados, el esfuerzo menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para resistencias mayores a la correspondiente a f_y el esfuerzo debe considerarse independientemente de la deformación unitaria e igual a f_y .

el 60 por ciento de la resistencia de adherencia en tracción dada por la ecuación (25.4.2.3.a).

R20.2.2 Propiedades de diseño

R20.2.2.1 Para refuerzo corrugado, resulta razonable suponer que el esfuerzo es proporcional a la deformación unitaria para esfuerzos menores que la resistencia de fluencia especificada f_y . El aumento en la resistencia debido al efecto de endurecimiento por deformación del refuerzo se desprecia en los cálculos de resistencia. En los cálculos de resistencia nominal, la fuerza que se desarrolla en el refuerzo sometido a compresión o a tracción se calcula como:

si $\epsilon_s < \epsilon_y$ (deformación unitaria de fluencia)

$$A_s f_s = A_s E_s \epsilon_s$$

si $\epsilon_s \geq \epsilon_y$

$$A_s f_s = A_s f_y$$

donde ϵ_s es el valor en el diagrama de deformaciones unitarias en el lugar donde está ubicado el refuerzo.

20.2.2.2 El módulo de elasticidad, E_s , para barras y alambres no preesforzados puede tomarse como 29,000,000 lb./pulg.².

20.2.2.3 La resistencia a fluencia de barras y alambres no preesforzados para los cálculos de diseño deben basarse en el grado de refuerzo especificado y no deben exceder los valores dados en 20.2.2.4 para las aplicaciones asociadas.

20.2.2.4 Los tipos de barras y alambres de refuerzo no preesforzado deben ser especificados para las aplicaciones estructurales particulares y deben cumplir con la Tabla 20.2.2.4a para refuerzo corrugado y con la Tabla 20.2.2.4b para el refuerzo liso.

R20.2.2.4 Las Tablas 20.2.2.4a y b limitan los valores máximos de la resistencia a fluencia que se puede usar en los cálculos de diseño para el refuerzo corrugado no preesforzado y para espirales de refuerzo liso no preesforzados, respectivamente.

En la Tabla 20.2.2.4a, para el refuerzo corrugado en

REGLAMENTO

COMENTARIO

pórticos especiales resistentes a momento y muros estructurales especiales, el uso de refuerzo longitudinal con una resistencia substancialmente mayor a la supuesta en el diseño lleva a mayores esfuerzos cortantes y de adherencia en el momento que se desarrollen los momentos de fluencia. Estas condiciones pueden llevar a fallas frágiles de cortante o adherencia y deben evitarse aun cuando dichas fallas puedan ocurrir a cargas mayores a las anticipadas por el diseño. Por lo tanto, se establece un límite a la resistencia real a fluencia del acero de refuerzo (véase 20.2.2.5). ASTM A706 para las barras de refuerzo de acero de baja aleación ahora incluye tanto el Grado 60 como 80; sin embargo, únicamente se permite el Grado 60 debido a la falta de datos que confirmen la aplicabilidad de las disposiciones existentes en el Reglamento en estructuras que usen el grado mayor. Para las vigas, las disposiciones para las deflexiones de 24.2 y las limitaciones en la distribución del refuerzo de flexión de 24.3 se vuelven más críticas en la medida que f_y aumenta.

Para los cálculos, el valor máximo de resistencia a fluencia se encuentra limitado a 100,000 lb./pulg.² tanto para el refuerzo corrugado no preesforzado como para el refuerzo liso en espiral, de acuerdo con las Tablas 20.2.2.4a y b, respectivamente, cuando se usa como apoyo lateral de las barras longitudinales o para el confinamiento del concreto. Las investigaciones sobre este límite de confinamiento se encuentran en Saatcioglu y Razvi (2002), Pessiki et al. (2001), y Richart et al. (1929). Para el refuerzo en pórticos especiales resistentes a momentos y muros estructurales especiales, las investigaciones que indican que se permite usar mayores resistencias a fluencia para refuerzo de confinamiento se encuentran en Budek et al. (2002), Muguruma and Watanabe (1990), and Sugano et al. (1990).

El limitar los valores de f_y y f_{yt} usados para el diseño del refuerzo para cortante y torsión a 60,000 lb./pulg.² El límite para la resistencia a la fluencia más alto de 80,000 lb./pulg.² para refuerzo electrosoldado de alambre permitido en diseño a cortante tiene como objetivo controlar el ancho de la fisura inclinada y está basado en Guimares et al. (1992), Griezic et al. (1994), and Furlong et al. (1991). En particular, los ensayos de vigas a escala total descritos en Griezic et al. (1994) indican que los anchos de las fisuras inclinadas de cortante, a nivel de cargas de servicio, fueron menores en vigas reforzadas con refuerzo electrosoldado de alambre corrugado de menor diámetro, diseñadas sobre la base de una resistencia a la fluencia de 75,000 lb./pulg.², que en vigas reforzadas con estribos corrugados Grado 60.

La nota de pie de la Tabla 20.2.2.4a se incluye debido a que ASTM A1064 y A1022 solo requieren que las soldaduras desarrollen 35,000 lb./pulg.² en los alambres interconectados. Los estribos cerrados de confinamiento, estribos, y otros elementos usados en sistemas especiales sísmicos deben tener anclajes capaces de desarrollar $1.25f_y$ y $1.25f_{yt}$, según corresponda, o la resistencia a la tracción de la barra o alambre, la que sea menor, de tal manera que se logre desarrollar una capacidad de ductilidad moderada. Un producto soldado que sea capaz de desarrollar estos esfuerzos límites puede ser aprobado para uso por medio de la sección 1-10 del Reglamento.

REGLAMENTO**COMENTARIO****Tabla 20.2.2.4a — Refuerzo corrugado no preeesforzado**

Uso	Aplicación	Valor máximo de f_y o f_{yt} permitido para cálculos de diseño, lb./pulg. ²	Normas ASTM aplicables			
			Barras corrugadas	Alambres corrugados	Refuerzo de alambre electrosoldado	Parrillas de barras soldadas
Flexión, fuerza axial, y retracción y temperatura	Sistemas sísmicos especiales	60,000	Véase 20.2.2.5	No permitido	No permitido	No permitido
	Otro	80,000	A615, A706, A955, A996	A1064, A1022	A1064, A1022	A184 ^[1]
Apoyo lateral de barras longitudinales o confinamiento de concreto	Sistemas sísmicos especiales	100,000	A615, A706, A955, A996, A1035	A1064, A1022	A1064 ^[2] , A1022 ^[2]	No permitido
	Espirales	100,000	A615, A706, A955, A996, A1035	A1064, A1022	No permitido	No permitido
	Otro	80,000	A615, A706, A955, A996	A1064, A1022	A1064, A1022	No permitido
Cortante	Sistemas sísmicos especiales	60,000	A615, A706, A955, A996	A1064, A1022	A1064 ^[2] , A1022 ^[2]	No permitido
	Espirales	60,000	A615, A706, A955, A996	A1064, A1022	No permitido	No permitido
	Fricción cortante	60,000	A615, A706, A955, A996	A1064, A1022	A1064, A1022 (alambre liso electrosoldado)	No permitido
	Estribos, estribos cerrados de confinamiento	80,000	No permitido	No permitido	A1064, A1022 (alambre corrugado electrosoldado)	No permitido
Torsión	Longitudinal y transversal	60,000	A615, A706, A955, A996	A1064, A1022	A1064, A1022	No permitido

^[1] Las parrillas de barras soldadas se permite que sean ensambladas usando barras corrugadas que cumplen con A615 ó A706.

^[2] No se permite usar ASTM A1064 y A1022 en sistemas especiales sísmicos cuando se requiere que la soldadura resista esfuerzos provenientes de confinamiento, soporte lateral de barras longitudinales, cortante u otras acciones.

Tabla 20.2.2.4b — Barras y alambres lisos para refuerzo en espiral no preeesforzado

Uso	Aplicación	Valor máximo de f_y o f_{yt} permitido para cálculos de diseño, lb./pulg. ²	Normas ASTM aplicables	
			Barras lisas	Alambres lisos
Soporte lateral de barras longitudinales o confinamiento del concreto	Espirales en sistemas sísmicos especiales	100,000	A615, A706, A955, A1035	A1064, A1022
	Espirales	100,000	A615, A706, A955, A1035	A1064, A1022
Cortante	Espirales	60,000	A615, A706, A955, A1035	A1064, A1022
Torsión en vigas no preeesforzadas	Espirales	60,000	A615, A706, A955, A1035	A1064, A1022

20.2.2.5 El refuerzo longitudinal corrugado no preeesforzado que resista momentos, fuerza axial, o ambos, inducidos por el sismo en pórticos resistentes a momentos especiales, muros estructurales especiales y todos los componentes de muros estructurales especiales incluyendo vigas acopladas y machones de muros deben cumplir con (a) o (b):

- (a) ASTM A706, Grado 60
- (b) ASTM A615 Grado 40 si se cumple con (i) y (ii) y ASTM A615 Grado 60 si se cumple con (i), (ii) y (iii):
 - (i) La resistencia a la fluencia real medida en ensayos en la siderúrgica no excede f_y en más de 18,000 lb./pulg.².
 - (ii) La relación entre la resistencia a la tracción real a la resistencia a la fluencia real es al menos 1.25.
 - (iii) La elongación mínima en una longitud de medición de 8 pulg. debe ser al menos 14 por ciento en barras de

R20.2.2.5 El requisito de una resistencia a tracción mayor que la resistencia a la fluencia del refuerzo por un factor de 1.25 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 del momento último y de fluencia (Joint ACI-ASCE Committee 352). Según esta interpretación, mientras mayor sea la relación entre el momento último y el de fluencia, la región de fluencia es más larga. Los elementos con refuerzo que no cumplen esta condición también pueden desarrollar rotación inelástica, pero su comportamiento es suficientemente diferente como para excluirlos de consideración directa con base en las reglas derivadas de la experiencia con elementos reforzados con aceros que muestran endurecimiento por deformación.



REGLAMENTO

diámetro No. 3 hasta No. 6, al menos 12 por ciento para barras No. 7 hasta No. 11, y al menos 10 por ciento para barras No. 14 y No. 18.

20.3 — Barras, alambres y torones de preeforzado

20.3.1 Propiedades de los materiales

20.3.1.1 Excepto en lo que requiera 20.3.1.3 para pórticos especiales a momento y muros estructurales especiales, el refuerzo de preeforzado debe cumplir con (a), (b), (c) o (d):

- (a) ASTM A416 – Torones.
- (b) ASTM A421 – Alambre.
- (c) ASTM A421 – Alambre de baja relajación incluyendo en Requisitos Suplementario S1, “Alambre de baja relajación y ensayo de la relajación”.
- (d) ASTM A722 – Barras de alta resistencia.

20.3.1.2 Los torones, alambres y barras preeforzadas que no figuran específicamente en las normas ASTM A416, A422 ó A722, se pueden usar, siempre y cuando se demuestre que cumplen con los requisitos mínimos de estas normas, y que se demuestre mediante análisis o ensayos que no afectan el comportamiento del miembro.

20.3.1.3 El refuerzo preeforzado que resista momentos, fuerzas axiales, o ambos, inducidos por el sismo en pórticos especiales resistentes a momento y en muros estructurales especiales y todos los componentes de muros estructurales especiales incluyendo vigas de acople y machones de muro, construidos utilizando concreto prefabricado deben cumplir con ASTM A416 ó A722.

20.3.2 Propiedades de diseño

20.3.2.1 El módulo de elasticidad para el acero preeforzado, E_p , debe determinarse mediante ensayos o ser informado por el fabricante.

20.3.2.2 El valor de la resistencia a la tracción, f_{pu} , debe basarse en el grado o tipo de acero de preefuerzo especificado y no debe exceder los valores dado en la Tabla 20.3.2.2.

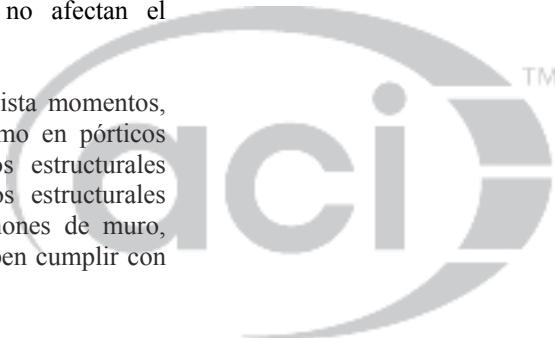
COMENTARIO

Para refuerzo corrugado que cumple con ASTM A615 Grado 60, se adicionaron los requisitos de elongación máxima al Reglamento de 2014. Las elongaciones mínimas de 20.2.2.5 tienen los mismos valores de la norma ASTM A706 para refuerzo corrugado Grado 60.

R20.3 — Barras, alambres y torones de preeforzado

R20.3.1 Propiedades de los materiales

R20.3.1.1 Debido a que el refuerzo preeforzado de baja relajación está regulado en un requisito suplementario de la norma ASTM A421, el cual aplica únicamente si el material se especifica como de baja relajación, la referencia ASTM apropiada se incluye como una entidad independiente.



R20.3.2 Propiedades de diseño

R20.3.2.1 Los valores utilizados normalmente para E_p normalmente están entre 28,500,000 y 29,000,000 lb./pulg.². Pueden ser necesarios valores más precisos, basados en ensayos o informes del fabricante, para verificar la elongación durante el tensionamiento.

R20.3.2.2 La norma ASTM A416 especifica dos grados de resistencia para tracción del torón, 250,000 y 270,000 lb./pulg.². La norma ASTM A421 especifica resistencias a tracción de 235,000, 240,000 y 250,000 lb./pulg.² dependiendo del diámetro y del tipo de alambre. Para el diámetro más común, 0.25 pulg., la norma ASTM A421 especifica una resistencia a la tracción de 240,000 lb./pulg.².

REGLAMENTO**COMENTARIO****Tabla 20.3.2.2 — Barras, alambres y torones de preesfuerzo**

Tipo	Valor máximo de f_{pu} permitido cálculos de diseño, lb./pulg. ²	Normas ASTM aplicables
Torón (liberado de esfuerzos y baja relajación)	270,000	A416
Alambre (liberado de esfuerzos y baja relajación)	250,000	A421 A421 incluido el requisito suplementario S1 "Alambre de baja relajación y ensayo de la relajación"
Barra de alta resistencia	150,000	A722

20.3.2.3 Esfuerzo en el refuerzo preeforzado adherido para el nivel de resistencia nominal a flexión, f_{ps}

20.3.2.3.1 Como alternativa a una determinación más precisa de f_{ps} con base en compatibilidad de deformaciones, se pueden utilizar los valores de f_{ps} , calculados con la ecuación (20.3.2.3.1) para elementos con acero de preefuerzo adherido siempre y cuando todo el refuerzo preeforzado se encuentre en la zona de tracción y $f_{se} \geq 0.5f_{pu}$.

$$f_{ps} = f_{pu} \left\{ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \frac{f_y}{f'_c} (\rho - \rho') \right] \right\} \quad (20.3.2.3.1)$$

donde γ_p cumple con la Tabla 20.3.2.3.1.

Cuando se tiene en cuenta el refuerzo de compresión al calcular f_{ps} mediante la ecuación (20.3.2.3.1), se debe cumplir con (a) y (b):

- (a) Si d' excede $0.15d_p$, el refuerzo a la compresión no se debe tener en cuenta en la ecuación (20.3.2.3.1).
- (b) Si el refuerzo a la compresión se incluye en la ecuación (20.3.2.3.1), el término

$$\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \frac{f_y}{f'_c} (\rho - \rho') \right]$$

no debe tomarse menor de 0.17.

R20.3.2.3 Esfuerzo en el refuerzo preeforzado adherido para el nivel de resistencia nominal a flexión, f_{ps}

R20.3.2.3.1 La ecuación (20.3.2.3.1) puede subestimar la resistencia de las vigas con altos porcentajes de refuerzo y, para evaluaciones más exactas de su resistencia, debe emplearse el método de compatibilidad de deformaciones unitarias y equilibrio. Cuando parte de ese acero de preefuerzo está en la zona de compresión, se debe utilizar el método de compatibilidad de deformación unitarias y equilibrio.

El término γ_p en la ecuación (20.3.2.3.1) y la Tabla 20.3.2.3.1 reflejan la influencia que tienen los diferentes tipos de acero de preefuerzo en el valor de f_{ps} . La Tabla R20.3.2.3.1 muestra el tipo de acero de preefuerzo y la relación f_{py}/f_{pu} .

R20.3.2.3.1(a) Cuando el valor de d' es grande, la deformación unitaria en el refuerzo de compresión puede ser considerablemente menor que su deformación unitaria de fluencia. En este caso, el refuerzo de compresión no influye en f_{ps} de manera tan favorable como lo presenta la ecuación (20.3.2.3.1). Por esta razón, cuando d' excede $0.15d_p$, la ecuación (20.3.2.3.1) es aplicable sólo si no se toma en cuenta el refuerzo a compresión.

R20.3.2.3.1(b) El término ρ' en la ecuación (20.3.2.3.1) refleja el valor incrementado de f_{ps} obtenido cuando se coloca refuerzo de compresión en una viga con cuantía alta de refuerzo. Cuando el término $\left[\rho_p f_{pu}/f'_c + (d/d_p)(f_y/f'_c)(\rho - \rho') \right]$ es pequeño, la profundidad del eje neutro es pequeña, por lo tanto, el



REGLAMENTO

Tabla 20.3.2.3.1 — Valores de γ_p para usar el la ecuación (20.3.2.3.1)

f_{py}/f_{pu}	γ_p
≥ 0.80	0.55
≥ 0.85	0.40
≥ 0.90	0.28

COMENTARIO

refuerzo de compresión no desarrolla su resistencia a la fluencia y la ecuación (20.3.2.3.1) se vuelve no conservadora. Por esta razón, $\left[\rho_p f_{pu}/f'_c + (d/d_p)(f_y/f'_c)(\rho - \rho')\right]$ no puede tomarse menor de 0.17 cuando se tiene en cuenta el refuerzo de compresión al calcular f_{ps} . El refuerzo a compresión puede no tenerse en cuenta al emplear la ecuación (20.3.2.3.1) haciendo ρ' igual a cero, caso en el cual el término $\left[\rho_p f_{pu}/f'_c + (d/d_p)(f_y/f'_c)(\rho - \rho')\right]$ puede ser menor de 0.17 y, por lo tanto, se obtiene un valor mayor y correcto de f_{ps} .

Tabla R20.3.2.3.1 — Relación f_{py}/f_{pu} asociada con el tipo de refuerzo

Tipo de acero de preefuerzo	f_{py}/f_{pu}
Barras de preefuerzo de alta resistencia	ASTM A722 Tipo I (Liso) ≥ 0.85
	ASTM A722 Tipo II (Corrugado) ≥ 0.80
Alambres y torones liberados de esfuerzos	ASTM A416 ASTM A421 ≥ 0.85
Alambres y torones de baja relajación	ASTM A416 ASTM A421 ≥ 0.90

20

20.3.2.3.2 Para torones preeforzados, el esfuerzo de diseño del torón para las secciones de elementos ubicados dentro de una distancia ℓ_d medida a partir del extremo libre del torón no debe ser mayor al determinado según 25.4.8.3.

20.3.2.4 *Esfuerzo en el acero de preefuerzo no adherido para el nivel de resistencia nominal a flexión, f_{ps} .*

20.3.2.4.1 Como alternativa a una determinación más precisa de f_{ps} , se pueden utilizar los valores de f_{ps} calculados por medio de la Tabla 20.3.2.4.1 en elementos con acero de preefuerzo con tendones no adheridos siempre que $f_{se} \geq 0.5f_{pu}$.

Tabla 20.3.2.4.1 — Valores aproximados de f_{ps} al nivel de resistencia nominal a flexión para tendones no adheridos

ℓ_n/h	f_{ps}		
≤ 35	El menor de	$f_{se} + 10,000 + f'_c/(100\rho_p)$	
		$f_{se} + 60,000$	
		f_{py}	
> 35	El menor de	$f_{se} + 10,000 + f'_c/(300\rho_p)$	
		$f_{se} + 30,000$	
		f_{py}	

R20.3.2.4 *Esfuerzo en el acero de preefuerzo no adherido para el nivel de resistencia nominal a flexión, f_{ps} .*

R20.3.2.4.1 El término $\left[f_{se} + 10,000 + f'_c/(300\rho_p)\right]$ refleja los resultados de ensayos sobre elementos con tendones no adheridos y relaciones luz-altura mayores de 35 (losas en una sola dirección, placas planas y losas planas) (Mojtahedi and Gamble 1978). Estos ensayos indican que el término $\left[f_{se} + 10,000 + f'_c/(100\rho_p)\right]$, antiguamente usado para todas las relaciones luz-altura, sobrestima 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 del término $\left[f_{se} + 10,000 + f'_c/(100\rho_p)\right]$ cumple con los requisitos de resistencia para la carga mayorada, este resultado refleja los efectos de los requisitos del Reglamento para refuerzo mínimo adherido, así como la limitación al esfuerzo de tracción del concreto, que con frecuencia controla la cantidad de fuerza de preefuerzo utilizada.

REGLAMENTO

20.3.2.5 *Esfuerzos permisibles a tracción en aceros de preesfuerzo*

20.3.2.5.1 El esfuerzo a tracción en aceros de preesfuerzo no debe ser mayor a los límites de la Tabla 20.3.2.5.1.

Tabla 20.3.2.5.1 — Esfuerzos máximos permisibles a tracción en aceros de preesfuerzo

Etapa	Ubicación	Esfuerzo máximo a tracción	
Durante el tensionamiento	En el extremo del gato	Menor de:	0.94 f_{py}
			0.8 f_{pu}
			Máxima fuerza en el gato recomendada por el fabricante de los anclajes
Inmediatamente después de transferencia	En los anclajes y conectores de postensado	0.7 f_{pu}	

20.3.2.6 Pérdidas de preesfuerzo

20.3.2.6.1 Las pérdidas de preesfuerzo deben tenerse en cuenta al calcular el esfuerzo efectivo a tracción del acero de preesforzado, f_{se} y se debe incluir de (a) a (f):

- (a) Asentamiento en los anclajes del acero de preesforzado durante la transferencia.
- (b) Acortamiento elástico del concreto.
- (c) Flujo plástico del concreto.
- (d) Retracción del concreto.
- (e) Relajación del acero de preesforzado.
- (f) Pérdidas por fricción debidas a la curvatura intencional o accidental de los tendones de postensado.

20.3.2.6.2 Las pérdidas por fricción calculadas en tendones postensados deben basarse en coeficientes de fricción por desviación accidental y por curvatura determinados experimentalmente.

COMENTARIO

R20.3.2.5 *Esfuerzos permisibles a tracción en aceros de preesfuerzo*

R20.3.2.5.1 Debido a la resistencia a la fluencia alta de alambres y torones de baja relajación que cumplen con los requisitos de ASTM A421 y A416, incluido el Requisito Suplementario S1 “Alambres de baja relajación y ensayo de relajación”, es apropiado especificar esfuerzos admisibles en términos de la resistencia mínima a la fluencia especificada por ASTM y la resistencia mínima a la tracción especificada por ASTM. Debido al mayor esfuerzo inicial admisible en el acero de preesforzado permitido en la edición del Reglamento de 1983, los esfuerzos finales pueden ser mayores. Se debe considerar la posibilidad de limitar los esfuerzos finales cuando la estructura está sometida a condiciones corrosivas o cargas repetidas.

R20.3.2.6 Pérdidas de preesfuerzo

R20.3.2.6.1 Para una explicación de cómo calcular estas pérdidas de preesfuerzo, véase Joint ACI-ASCE Committee 423 (1958), ACI Committee 435 (1995), PCI Committee on Prestress Losses (1975), y Zia et al. (1979). Valores razonablemente precisos de las pérdidas de preesfuerzo se pueden calcular utilizando las recomendaciones de la Zia et al. (1979) que incluye consideración del nivel inicial de esfuerzo ($0.7f_{pu}$ o mayor), tipo de acero (alambre, tendón o barra, liberados de esfuerzos o de baja relajación), condiciones de exposición y tipo de construcción (pretensada, postensada adherida o postensada no adherida).

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 (deflexiones, contraflecha, carga de fisuración) y las conexiones. Al nivel de cargas de servicio, sobreestimación de las pérdidas de preesforzado puede ser tan dañina como la subestimación, puesto que lo primero puede resultar en una contraflecha excesiva y movimiento horizontal.

R20.3.2.6.2 EL estimativo de las pérdidas de preesfuerzo por fricción está cubierto en PTI (2006). Los valores de los coeficientes de curvatura accidental y fricción a utilizar para aceros de preesforzado y ductos de tipo especial deben obtenerse de los fabricantes de tendones. Un estimativo irrealmente bajo de la pérdida por fricción puede conducir a contraflechas, y eventuales deflexiones inadecuadas, del elemento y a un preesforzado inadecuado. Una sobreestimación de la fricción puede dar como resultado una fuerza extra de preesforzado. Esto podría conducir a contraflechas excesivas y acortamientos del elemento. Si se determina que los factores de fricción son menores que los supuestos en el diseño, el esfuerzo en el tendón debe ajustarse para dar solamente la fuerza de preesforzado requerida por el diseño en las partes críticas de la estructura.

REGLAMENTO

20.3.2.6.3 Cuando puedan presentarse pérdidas de preesfuerzo en un elemento debido a la unión del mismo con una estructura adyacente, dichas pérdidas de preesfuerzo deben tenerse en cuenta en el diseño.

20.4 — Acero estructural, tubos de acero y tuberías para columnas compuestas

20.4.1 Propiedades de los materiales

20.4.1.1 El acero estructural, que no sea tubos de acero o tuberías para columnas compuestas, debe cumplir con (a), (b), (c), (d), o (e):

- (a) ASTM A36 – Acero al carbón
- (b) ASTM A242 – Acero de alta resistencia y baja aleación
- (c) ASTM A572 – Acero de alta resistencia, baja aleación, al Columbio-Vanadio
- (d) ASTM A588 – Acero 50,000 lb./pulg.², alta resistencia y baja aleación
- (e) ASTM A992 – Perfiles estructurales

20.4.1.2 Los tubos de acero o tuberías para columnas compuestas, que estén formados por un tubo de acero relleno de concreto, deben cumplir con (a), (b), (c), o (d):

- (a) ASTM A53 Grado B – Acero negro, con inmersión en caliente, recubiertos de zinc;
- (b) ASTM A500 – Formado en frío, soldado, sin costura;
- (c) ASTM A501 – Formado en caliente, soldado, sin costura.
- (d) ASTM A1085 – Formado en frío, soldado

20.4.2 Propiedades de diseño

20.4.2.1 El acero estructural para columnas compuestas, el valor máximo de f_y debe cumplir con las normas ASTM apropiadas de 20.4.1.

20.4.2.2 Para el acero estructural en columnas compuestas con un núcleo de acero estructural, el valor de f_y no debe exceder 50,000 lb./pulg.².

20.5 — Pernos con cabeza para refuerzo a cortante

20.5.1 Los pernos con cabeza y sus ensamblajes deben cumplir con ASTM A1044.

COMENTARIO

Cuando pueda estar afectada la seguridad o el funcionamiento de la estructura, el rango aceptable para las fuerzas de gateo u otros requisitos limitantes, deben ser dados o aprobados por el profesional facultado para diseñar de acuerdo con los esfuerzos admisibles de 20.3.2.5 y 24.5.

R20.4 — Acero estructural, tubos de acero y tuberías para columnas compuestas



R20.4.2 Propiedades de diseño

R20.4.2.2 La resistencia a la fluencia de diseño del núcleo de acero debe limitarse a aquella que no genere descascaramiento del recubrimiento de concreto. Se ha supuesto que el concreto en compresión axial no se descascara a deformaciones unitarias menores de 0.0018. Por lo tanto, la resistencia a la fluencia de 0.0018 x 29,000,000, ó 52,000 lb./pulg.², representa un límite superior para el esfuerzo máximo útil en el acero.

R20.5 — Pernos con cabeza para refuerzo a cortante

R20.5.1 La configuración de los pernos con cabeza para refuerzo de cortante difiere de la configuración de los pernos para cortante del tipo que tiene cabeza descritos en la sección 7 de AWS D1.1 (2010) y a los que hace referencia el Capítulo 17 de este Reglamento (Fig. R20.5.1). Las relaciones entre la

REGLAMENTO**COMENTARIO**

cabeza y el área transversales del fuste de los pernos AWS D1.1 varían entre 2.5 y 4. En cambio, la norma ASTM A1044 exige que el área de la cabeza de los pernos soldados con cabeza sea al menos 10 veces el área del fuste. Por lo tanto, de acuerdo con la AWS D1.1, los pernos con cabeza no son adecuados para ser usados como pernos con cabeza para refuerzo de cortante. La base común, cuando se utiliza, ancla un extremo de los pernos; la norma ASTM A1044 especifica el ancho y espesor del material de la base común para que sean suficientes para proporcionar el anclaje requerido sin fluencia para diámetros de los fustes de los pernos de 0.375, 0.500, 0.625, y 0.750 pulg. En ASTM A1044, la resistencia mínima especificada para fluencia de los pernos con cabeza es de 51,000 lb./pulg.².

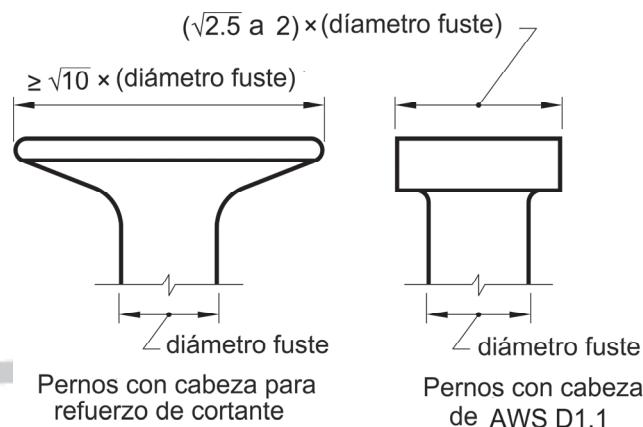


Fig. R20.5.1 — Configuraciones de los pernos con cabeza.

20.6 — Disposiciones para la durabilidad del acero de refuerzo

20.6.1 Recubrimiento de concreto especificado

20.6.1.1 A menos que el reglamento general de construcción exija un recubrimiento mayor de concreto para protección contra el fuego, el recubrimiento mínimo especificado debe cumplir con 20.6.1.2 hasta 20.6.1.4.

R20.6 — Disposiciones para la durabilidad del acero de refuerzo

R20.6.1 Recubrimiento de concreto especificado — Esta sección trata sobre el recubrimiento de concreto sobre el acero de refuerzo y no incluye los requisitos para el recubrimiento de los conductos, tubos y accesorios embebidos, los cuales se cubren en 20.7.5.

R20.6.1.1 El recubrimiento de concreto para protección del refuerzo contra la intemperie y otros efectos se mide desde la superficie del concreto hasta la superficie exterior del acero para el cual el requisito de recubrimiento aplica. Cuando se prescriba un recubrimiento de concreto para una clase de elemento estructural, éste debe medirse hasta el borde exterior de los estribos o espirales, si hay refuerzo transversal abrazando las barras principales; hasta la capa exterior de barras, si se emplea más de una capa sin estribos; hasta los dispositivos metálicos de los extremos o los ductos en el acero de postensado; o hasta la parte externa de la cabeza en las barras con cabeza.

La condición “expuestas a la intemperie o en contacto con el suelo” se refiere a exposiciones directas a cambios de la humedad y no sólo a cambios de temperatura. Las superficies inferiores 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

REGLAMENTO**COMENTARIO**

desde la superficie expuesta, escorrentía, o efectos similares.

Pueden proporcionarse métodos alternos de protección del refuerzo de concreto a la intemperie si ellos son equivalentes al recubrimiento adicional requerido por el Reglamento. Cuando sea aprobado por la autoridad competente según las disposiciones de 1.10, el refuerzo con una protección alterna para exposición a la intemperie no puede tener un recubrimiento de concreto menor que el recubrimiento requerido para refuerzo no expuesto a la intemperie.

Las longitudes de desarrollo dadas en el Capítulo 25 son una función del recubrimiento de las barras. Como resultado, puede ser deseable en algunos casos usar recubrimientos más grandes que los mínimos especificados en 20.6.1.

20.6.1.2 Se permite que todo acabado de concreto de un piso pueda considerarse como parte del recubrimiento requerido para efecto de consideraciones no estructurales.

20.6.1.3 Requisitos para recubrimiento especificado de concreto

20

20.6.1.3.1 Los elementos de concreto no preeforzados construidos en sitio deben tener un recubrimiento de concreto especificado para el refuerzo igual al menos al dado en la Tabla 20.6.1.3.1.

Tabla 20.6.1.3.1 — Recubrimiento especificado para elementos de concreto construidos en sitio no preeforzados

Exposición del concreto	Miembro	Refuerzo	Recubrimiento especificado, pulg.
Construido contra el suelo y permanentemente en contacto con él	Todos	Todos	3
Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo	Todos	Barras No. 6 a No. 18	2
		Barra No. 5, alambre W31 ó D31, y menores	1-1/2
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo	Losas, viguetas y muros	Barras No. 14 y No. 18	1-1/2
		Barra No. 11 y menores	3/4
	Vigas, columnas, pedestales y amarres a tracción	Armadura principal, estribos, espirales y estribos cerrados para confinamiento	1-1/2

R20.6.1.3 Requisitos para recubrimiento especificado de concreto



REGLAMENTO**COMENTARIO**

20.6.1.3.2 Los elementos de concreto preeforzado construidos en sitio deben tener un recubrimiento de concreto especificado para el refuerzo, ductos y accesorios de los extremos no menor al dado en la Tabla 20.6.1.3.2.

Tabla 20.6.1.3.2 — Recubrimiento especificado para elementos de concreto preeforzado construidos en sitio

Exposición del concreto	Miembro	Refuerzo	Recubrimiento especificado, pulg.
Construido contra el suelo y permanentemente en contacto con él	Todos	Todos	3
Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo	Losas, viguetas y muros	Todos	1
	Todos los demás	Todos	1-1/2
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo	Losas, viguetas y muros	Todos	3/4
	Vigas, columnas, y amarres a tracción	Refuerzo principal	1-1/2
		Estríbos, espirales y estríbos cerrados de confinamiento	1

20.6.1.3.3 Los elementos de concreto prefabricado preeforzado y no preeforzado fabricados bajo condiciones de control de planta deben tener un recubrimiento de concreto especificado para el refuerzo, ductos y accesorios de los extremos no menor al dado en la Tabla 20.6.1.3.3.

R20.6.1.3.3 Los espesores menores para elementos prefabricados reflejan el mejor control de las dosificaciones, colocación y 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 encofrados, la colocación de refuerzos, el control de calidad del concreto y el procedimiento de curado son semejantes a aquellos que normalmente se esperan en una planta.

El recubrimiento de concreto para los torones preeforzados, como se describe en esta sección, proporciona la protección mínima contra la intemperie u otros efectos. Este recubrimiento puede no ser suficiente para transferir o desarrollar el esfuerzo en el torón, y puede ser necesario aumentar el recubrimiento por esta razón.

REGLAMENTO

COMENTARIO

Tabla 20.6.1.3.3 — Recubrimiento especificado de concreto para elementos prefabricados, preesforzados y no preesforzados, fabricados bajo condiciones de planta

Exposición del concreto	Miembro	Refuerzo	Recubrimiento especificado, pulg.
Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo	Muros	Barras No. 14 y No. 18, tendones con diámetro mayor de 1-1/2 pulg.	1-1/2
		Barras No. 11 y menores, alambres W31 y D31 y menores, tendones y torones con diámetro 1-1/2 pulg. y menores	3/4
	Todos los demás	Barras No. 14 y No. 18, tendones con diámetro mayor de 1-1/2 pulg.	2
		Barras No. 6 hasta No. 11, tendones y torones mayores de 5/8 pulg. hasta 1-1/2 pulg. de diámetro	1-1/2
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo	Losas, viguetas y muros	Barra No. 5, alambres W31 y D31 y menores, tendones y torones con diámetro 5/8 pulg. y menores	1-1/4
		Barras No. 14 y No. 18, tendones con diámetro mayor de 1-1/2 pulg.	1-1/4
		Tendones y torones con diámetro 1-1/2 pulg. y menores	3/4
	Vigas, columnas, pedestales y amarres a tracción	Barras No. 11 y menores, alambres W31 y D31 y menores	5/8
		Refuerzo principal	El mayor de d_b y 5/8 pulg. y no necesita ser mayor de 1-1/2 pulg.
		Estríbos, espirales y estríbos cerrados de confinamiento	3/8

20.6.1.3.4 El recubrimiento de concreto mínimo especificado para los paquetes de barras no debe ser menor que el menor entre (a) y (b):

- (a) El diámetro equivalente del paquete de barras.
- (b) 2 pulg.



REGLAMENTO

y para concreto construido contra el suelo y permanentemente expuesto a él, el recubrimiento de concreto especificado debe ser de 3 pulg.

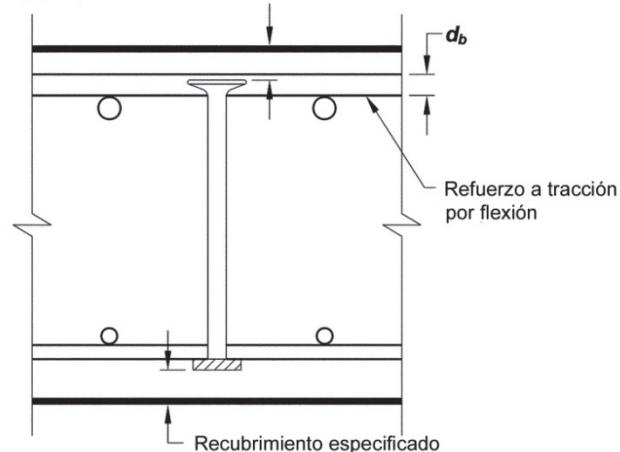
20.6.1.3.5 Para los pernos con cabeza para refuerzo a cortante, el recubrimiento especificado de concreto para las cabezas y la base común no debe ser menor que el requerido para el refuerzo en el miembro.

COMENTARIO

R20.6.1.3.5 Los requisitos de recubrimiento especificado de concreto para pernos con cabezas para refuerzo a cortante se muestran en la figura R20.6.1.3.5.

Máximo recubrimiento a la cabeza (8.7.7)

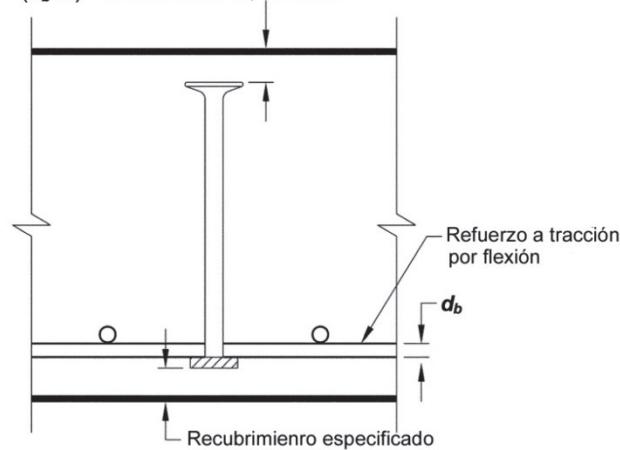
$$= (d_b/2) + \text{recubrimiento especificado}$$



(a) Losa con barras inferiores y superiores

Máximo recubrimiento a la cabeza (8.7.7)

$$= (d_b/2) + \text{recubrimiento especificado}$$



(b) Zapata con solo barras inferiores

Fig. R20.6.1.3.5 — Recubrimiento de concreto para pernos con cabeza para refuerzo a cortante.

20.6.1.4 Recubrimiento de concreto especificado para ambientes corrosivos

R20.6.1.4 Recubrimiento de concreto especificado para ambientes corrosivos — Los ambientes corrosivos se encuentran definidos en las Secciones 19.3.1, R19.3.1 y R19.3.2. En el ACI 362.1R se puede encontrar más información sobre corrosión de estructuras para estacionamiento de automóviles.

REGLAMENTO

20.6.1.4.1 En ambientes corrosivos u otras condiciones severas de exposición, debe aumentarse el recubrimiento de concreto cuando se considere necesario. Se deben cumplir los requisitos aplicables para el concreto, basados en las categorías de exposición de 19.3, o bien, debe disponerse de otro tipo de protección.

COMENTARIO

R20.6.1.4.1 Cuando el concreto vaya a estar expuesto en servicio a fuentes externas de cloruros, tales como sales descongelantes, agua salobre, agua marina, o salpicaduras de estas fuentes, debe dosificarse para cumplir con los requisitos para la clase de exposición aplicable del Capítulo 19. Estos comprenden contenido mínimo de aire, máxima relación a/mc , resistencia mínima para concreto de peso normal y concreto liviano, y contenido máximo de iones cloruro en el concreto. Adicionalmente, como protección contra la corrosión se recomienda un recubrimiento de concreto especificado para el refuerzo de no menor de 2 pulg. para muros y losas, y no menor de 2-1/2 pulg. para otros elementos. Para concreto prefabricado construido bajo condiciones de control de la planta, se recomienda un recubrimiento de concreto especificado de no menor de 1-1/2 pulg. para muros y losas, y de no menor de 2 pulg. para otros miembros.

20

20.6.1.4.2 Para elementos de concreto preeforzado expuestos a medios corrosivos o a otras categorías severas de exposición como las definidas en 19.3, y que se encuentran clasificadas como Clase T o C en 24.5.2, el recubrimiento de concreto especificado no debe ser menor de 1.5 veces el recubrimiento para los refuerzos preeforzados construido en sitio requeridos por 20.6.1.3.2 para y 20.6.1.3.3 para elementos prefabricados de concreto.

20.6.1.4.3 El requisito de 20.6.1.4.2 puede obviarse si la zona precomprimida de tracción no se encuentra en tracción bajo la acción de las cargas permanentes.

20.6.2 Refuerzo recubierto no preeforzado

20.6.2.1 El refuerzo recubierto no preeforzado debe cumplir con la Tabla 20.6.2.1.

Tabla 20.6.2.1—Refuerzo recubierto no preeforzado

Tipo de recubrimiento	Norma ASTM aplicable		
	Barra	Alambre	Alambre soldado
Zinc	A767	No permitido	A1060
Epóxico	A775 ó A934	A884	A884
Zinc y epóxico, ambos	A1055	No permitido	No permitido

20.6.2.2 Las barras corrugadas que se vayan a recubrir con zinc (galvanizadas), con epóxico o con zinc y epóxico simultáneamente deben cumplir con 20.2.1.3 (a), (b) o (c).

20.6.2.3 Los alambres y el refuerzo electrosoldado de alambre que se vayan a recubrir con epóxico deben cumplir con 20.2.1.7(a).

20.6.3 Protección contra la corrosión del refuerzo de preeforzado no adherido

20.6.3.1 Los aceros de preeforzado no adheridos deben estar encapsulados en un ducto de postensado, y el espacio entre el torón y el ducto de postensado debe llenarse completamente

R20.6.2 Refuerzo recubierto no preeforzado

R20.6.2.1 Las barras de refuerzo recubiertas con zinc (galvanizadas por inmersión en caliente) (ASTM A767), las barras recubiertas con epóxico (ASTM A775 y A934) y las recubiertas simultáneamente con los dos (ASTM A1055) se utilizan donde la resistencia a la corrosión del refuerzo es de particular importancia, como en estructuras de estacionamientos, estructuras de puentes y en otros ambientes altamente corrosivos.

R20.6.3 Protección contra la corrosión del refuerzo de preeforzado no adherido

R20.6.3.1 El material para la protección contra la corrosión de los aceros de preeforzado no adheridos debe tener las propiedades indicadas en la sección 19.1 del

REGLAMENTO

con un material adecuado que inhiba la corrosión. El ducto de postensado debe ser impermeable y continuo en toda la longitud no adherida.

20.6.3.2 El ducto de postensado debe estar conectado de manera impermeable a todos los anclajes ya sean de tensionamiento, intermedios o fijos.

20.6.3.3 Los tendones no adheridos de un solo torón deben protegerse de la corrosión de acuerdo con lo indicado en ACI 423.7.

20.6.4 Protección contra la corrosión para tendones con mortero de inyección

20.6.4.1 Los ductos para tendones que se inyectan con mortero de inyección deben ser impermeables al mortero y no reactivos con el concreto, acero de preefuerzo, mortero de inyección e inhibidores de la corrosión.

20.6.4.2 Los ductos deben mantenerse libres de agua.

20.6.4.3 Los ductos para tendones inyectados de un solo alambre, de un solo torón, o de una sola barra, deben tener un diámetro interior al menos 1/4 pulg. mayor que el diámetro del acero de preefuerzo.

20.6.4.4 Los ductos para alambres, torones o barras múltiples agrupadas que se vayan a inyectar con mortero de inyección deben tener un área transversal interior a lo menos igual a dos veces el área transversal del acero de preefuerzo.

20.6.5 Protección contra la corrosión para anclajes, conectores y dispositivos auxiliares de postensado

20.6.5.1 Los anclajes, conectores y dispositivos auxiliares de anclaje deben estar protegidos permanentemente contra la corrosión.

20.6.6 Protección contra la corrosión para tendones externos postensados

20.6.6.1 Los tendones externos y las regiones de anclaje de los tendones deben estar protegidas contra la corrosión.

COMENTARIO

documento Breen et al. (1994).

Normalmente, el ducto de postensado es continuo y está constituido por polietileno de alta densidad que es extruido sin dejar costuras directamente sobre el acero de preefuerzo recubierto.

R20.6.4 Protección contra la corrosión para tendones con mortero de inyección

R20.6.4.2 El agua en los ductos puede causar corrosión y exudación y segregación del mortero de inyección del refuerzo de preefuerzo y puede causar daño al concreto circundante al congelarse. Se debe usar un inhibidor de corrosión con el objeto de proporcionar protección temporal contra la corrosión si el acero de preefuerzo queda expuesto por períodos prolongados a la humedad en los ductos antes de inyectar el mortero (Joint ACI-ASCE Committee 423 2007).

R20.6.5 Protección contra la corrosión para anclajes, conectores y dispositivos auxiliares de postensado

R20.6.5.1 Para recomendaciones respecto a la protección véase las Secciones 4.2 y 4.3 de Mojtahehi y Gamble (1978) y 3.4, 3.6, 5, 6, y 6.3 de Breen et al. (1994).

R20.6.6 Protección contra la corrosión para tendones externos postensados

R20.6.6.1 Puede lograrse una protección contra la corrosión por medio de distintos métodos. La protección contra la corrosión que se proporcione debe ser la adecuada para el medio ambiente en el que están situados los tendones. Algunas condiciones requieren que el acero de preefuerzo esté protegido por un recubrimiento de concreto o por mortero de inyección de cemento en ductos de polietileno o metal; otras condiciones permiten la protección proporcionada por



REGLAMENTO**20.7 — Embebidos**

20.7.1 Los embebidos no deben afectar significativamente la resistencia de la estructura ni la protección contra el fuego.

20

20.7.2 Los materiales de los embebidos no deben ser perjudiciales para el concreto o el refuerzo.

20.7.3 Los embebidos de aluminio deben estar recubiertos o envueltos para impedir una reacción química del aluminio con el concreto o una acción electrolítica entre el aluminio y el acero.

20.7.4 Se debe colocar refuerzo con un área al menos igual a 0.002 veces el área de la sección de concreto perpendicularmente a las tuberías embebidas.

20.7.5 El recubrimiento de concreto especificado para tuberías embebidas con sus acoplos debe ser al menos 1-1/2 pulg. para concreto expuesto al suelo o a la intemperie, y al menos 3/4 pulg. para concreto no expuesto a la intemperie y que no esté en contacto con el suelo.

COMENTARIO

revestimientos tales como pintura o grasa. Los métodos de protección contra la corrosión deben cumplir con los requisitos de protección contra el fuego del reglamento general de construcción, a menos que la instalación del postensado externo sea únicamente para mejorar el funcionamiento.

R20.7 — Embebidos

R20.7.1 Cualquier embebido que no sea dañino para el concreto o el refuerzo puede colocarse en el concreto, pero el trabajo debe realizarse de tal manera que no se ponga en peligro la estructura. Muchos reglamentos generales de construcción han adoptado el documento ANSI/ASME Piping Code B 31.1 for power piping (ASME 1992) y B 31.3 for chemical and petroleum piping (ASME ANSI/ASME B31.3-90). El profesional facultado para diseñar debe asegurarse que se usen reglamentos apropiados en el diseño y pruebas del sistema. Al contratista no se le debe permitir instalar conductos, tubos, ductos, o encamisados que no estén mostrados en los documentos de construcción o no hayan sido aprobados por el profesional facultado para diseñar.

20.7.3 El Reglamento prohíbe el uso de aluminio en concreto estructural a menos que esté efectivamente recubierto o envuelto. El aluminio reacciona con el concreto y, en presencia de iones cloruro, puede también reaccionar electrolíticamente con el hierro, causando fisuración, descascaramiento, o ambos. Los ductos eléctricos de aluminio presentan problemas espaciales porque las eléctricas corrientes parásitas aceleran las reacciones adversas. La sección 26.4.1.4.1c prohíbe el uso de cloruro de calcio en concreto que tenga embebidos de aluminio.

REGLAMENTO

CAPÍTULO 21 — FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA

21.1 — Alcance

21.1.1 Este capítulo aplica a la selección de los factores de reducción de resistencia usados en el diseño, excepto en lo que se permite en el Capítulo 27.

21.2 — Factores de reducción de resistencia para elementos de concreto estructural y conexiones

21.2.1 Los factores de reducción de resistencia, ϕ , deben cumplir con la Tabla 21.2.1, excepto lo modificado por 21.2.2, 21.2.3 y 21.2.4.

Tabla 21.2.1 — Factores de reducción de resistencia, ϕ

Acción o Elemento Estructural		ϕ	Excepciones
(a)	Momento, fuerza axial o momento y fuerza axial combinados	0.65 a 0.9 de acuerdo con 21.2.2	Cerca de los extremos de elementos pretensados donde los torones no se han desarrollado totalmente, ϕ debe cumplir con 21.2.3.
(b)	Cortante	0.75	Se presentan requisitos adicionales en 21.2.4 para estructuras diseñadas para resistir efectos sísmicos.
(c)	Torsión	0.75	—
(d)	Aplastamiento	0.65	—
(e)	Zonas de anclajes de postensado	0.85	—
(f)	Cartelas y ménsulas	0.75	—
(g)	Puntales, tensores, zonas nodales y áreas de apoyo diseñadas de acuerdo con el método puntal-tensor del Capítulo 23	0.75	—
(h)	Componentes de conexiones de miembros prefabricados controlados por fluencia de los elementos de acero a tracción	0.9	—
(i)	Elementos de concreto simple	0.6	—
(j)	Anclajes en elementos de concreto	0.45 a 0.75 de acuerdo con el Capítulo 17	—

COMENTARIO

R21 — FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA

R21.1 — Alcance

R21.1.1 Los propósitos de los factores de reducción de resistencia ϕ son: (1) tener en cuenta la probabilidad de existencia de miembros con una resistencia baja debida a variaciones en la resistencia de los materiales y las dimensiones, (2) tener en cuenta inexactitudes en las ecuaciones de diseño, (3) reflejar la ductilidad disponible y la confiabilidad requerida para el elemento sometido a los efectos de carga en consideración, y (4) reflejar la importancia del elemento en la estructura (MacGregor 1976; Winter 1979).

R21.2 — Factores de reducción de resistencia para elementos de concreto estructural y conexiones

R21.2.1 En este Reglamento, los factores de reducción de resistencia son compatibles con las combinaciones de carga del ASCE/SEI 7, las cuales forman la base para las combinaciones de mayoración de carga requeridas por el Capítulo 5.

(e) Los resultados experimentales sobre zonas de anclaje reflejan una amplia dispersión de los resultados. Estos resultados se consideran usando un factor ϕ igual a 0.85 y limitando la resistencia nominal a compresión del concreto no confinado en la zona general a $0.7\lambda f'_{ci}$ en 25.9.4.5.2, donde λ se define en 19.2.4. En consecuencia, la resistencia efectiva de diseño para concreto no confinado es $0.85 \times 0.7\lambda f'_{ci} = 0.6\lambda f'_{ci}$ en la zona general.

(f) El comportamiento de cartelas y ménsulas es controlado principalmente por cortante; por lo tanto, se usa un solo valor de $\phi = 0.75$ para todos los modos de falla potenciales.

(i) El factor de resistencia, ϕ , para los elementos de concreto simple se ha hecho igual para todos los modos de falla potenciales. Dado que tanto la resistencia a tracción por flexión como la resistencia a cortante para el concreto simple dependen de las características de resistencia a tracción del concreto, sin una reserva de resistencia o ductilidad por la ausencia del refuerzo, se ha considerado apropiado usar factores de reducción de la resistencia iguales tanto para flexión como para cortante.

REGLAMENTO

21.2.2 El factor de reducción de resistencia para momento, fuerza axial o momento y fuerza axial combinados debe ser el dado por la Tabla 21.2.2.

21.2.2.1 Para refuerzo corrugado, ϵ_{ty} debe ser f_y/E_s . Para refuerzo corrugado Grado 60, se permite tomar ϵ_{ty} igual a 0.002.

21.2.2.2 Para todo refuerzo preeforzado, ϵ_{ty} debe tomarse como 0.002.

COMENTARIO

R21.2.2 La resistencia nominal de un miembro sometido a momento, fuerza axial o a una combinación de fuerza axial y momento se alcanza cuando la deformación unitaria en la fibra extrema en compresión es igual al límite de deformación unitaria supuesto de 0.003. La deformación unitaria neta a tracción, ϵ_t , es la deformación unitaria a tracción calculada en el refuerzo extremo a tracción en el estado de resistencia nominal, sin considerar las deformaciones unitarias debidas al preeforzado, flujo plástico, retracción y temperatura. La deformación unitaria neta de tracción en el refuerzo extremo a tracción se determina a partir de una distribución de deformaciones unitarias lineal en el estado de resistencia nominal, como se aprecia en la Fig. R21.2.2(a) para un miembro no preeforzado.

Los miembros sometidos solamente a compresión axial se consideran controlados por compresión y los miembros sometidos solamente a tracción axial se consideran controlados por tracción.

Cuando la deformación unitaria neta a tracción del acero de refuerzo extremo a tracción es suficientemente grande (≥ 0.005), la sección se define como controlada por tracción, para la cual se puede esperar una clara advertencia previa de falla con deflexión y fisuración excesivas. El límite de 0.005 provee suficiente ductilidad en la mayoría de los casos. Una condición donde se requiere una ductilidad mayor corresponde a la redistribución de momentos en miembros continuos y pórticos, la cual está cubierta en 6.6.5. Dado que la redistribución de momentos depende de la ductilidad disponible en las zonas de articulación plástica, la redistribución de momentos se limita a secciones que tengan una deformación unitaria neta a tracción de al menos 0.0075.

Cuando la deformación unitaria neta a tracción en el acero de refuerzo extremo a tracción es pequeña ($\leq \epsilon_{ty}$), se puede esperar una condición de falla frágil, sin advertencia clara de una falla inminente. Con anterioridad al ACI 318-14, el límite de deformación unitaria controlado por compresión se definía como 0.002 para refuerzo Grado 60 y todos los refuerzos preeforzados, pero no estaba definido explícitamente para otros tipos de refuerzo. En ACI 318-14, el límite de deformación unitaria controlado por compresión, ϵ_{ty} , se define en 21.2.2.1 y 21.2.2.2 para los refuerzos corrugados y preeforzados, respectivamente.

Normalmente las vigas y losas están controladas por tracción, en cambio las columnas generalmente están controladas por compresión. Algunos elementos, como aquellos con carga axial pequeña y momento a flexión grande, tienden a tener deformaciones unitarias netas de tracción en el refuerzo extremo a tracción dentro de los límites de ϵ_{ty} y 0.005. Estas secciones se encuentran en una región de transición entre las secciones controladas por compresión y las controladas por tracción.

Esta sección prescribe los factores de reducción de resistencia adecuados para las secciones controladas por tracción y las secciones controladas por compresión, y para los casos intermedios en las regiones de transición. Para las secciones sometidas a una combinación de fuerza axial y

REGLAMENTO**COMENTARIO**

momento, las resistencias de diseño se determinan multiplicando tanto P_n como M_n por el valor único apropiado de ϕ .

Para las secciones controladas por compresión, se usa un factor ϕ menor que para las secciones controladas por tracción porque las secciones controladas por compresión tienen menor ductilidad, son más sensibles a las variaciones en la resistencia del concreto y generalmente ocurre en elementos que soportan áreas de carga mayores que los elementos con secciones controladas por tracción. A las columnas con refuerzo en espiral se le asignan un factor ϕ mayor que a las columnas con otro tipo de refuerzo transversal porque las columnas con espirales tienen mayor ductilidad o tenacidad. Para las secciones que se encuentran dentro de la región de transición, el valor de ϕ puede ser determinado por interpolación lineal, como se aprecia en la Fig. R21.2.2(b).

Tabla 21.2.2 — Factor de reducción de resistencia, ϕ , para momento, fuerza axial, o combinación de momento y fuerza axial

Deformación unitaria neta a tracción, ε_t	Clasificación	ϕ			
		Tipo de refuerzo transversal			
		Espirales que cumplen con 25.7.3		Otro	
$\varepsilon_t \leq \varepsilon_{ty}$	Controlada por compresión	0.75	(a)	0.65	(b)
$\varepsilon_{ty} < \varepsilon_t < 0.005$	Transición ^[1]	$0.75 + 0.15 \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0.005 - \varepsilon_{ty})}$	(c)	$0.65 + 0.25 \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0.005 - \varepsilon_{ty})}$	(d)
$\varepsilon_t \geq 0.005$	Controlada por tracción	0.90	(e)	0.90	(f)

^[1]Para las secciones clasificadas como de transición, se permite usar el valor de ϕ correspondiente a secciones controladas por compresión.

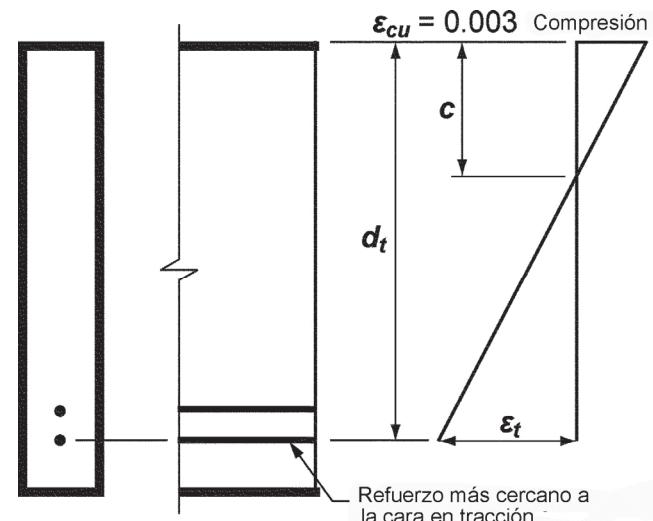


Fig. R21.2.2(a) — Distribución de la deformación unitaria y deformación unitaria neta de tracción en un elemento no preesforzado.

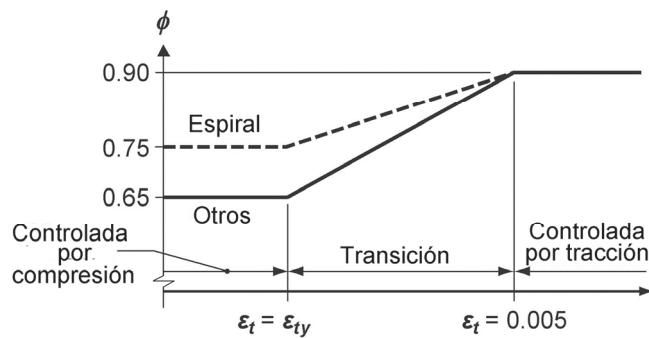
REGLAMENTO**COMENTARIO**

Fig. R21.2.2(b) — Variación de ϕ con la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo a tracción ϵ_t .

21.2.3 Para secciones en elementos pretensados donde el torón no se ha desarrollado completamente, ϕ debe calcularse en cada sección de acuerdo con la Tabla 21.2.3, donde ℓ_{tr} se calcula con la ecuación (21.2.3), ℓ_{db} es la longitud con adherencia inhibida en el extremo del elemento, f_{se} es el esfuerzo efectivo en el refuerzo preesforzado después del ajuste debido a todas las pérdidas y ℓ_d se obtiene de acuerdo con 25.4.8.1.

$$\ell_{tr} = \left(\frac{f_{se}}{3000} \right) d_b \quad (21.2.3)$$

Tabla 21.2.3 — Factor de reducción de resistencia, ϕ , para secciones cercanas al extremo de miembros pretensados

Condición cercana al extremo del miembro	Esfuerzo en el concreto bajo carga de servicio ^[1]	Distancia desde el extremo del miembro hasta la sección en consideración	ϕ	
Todos los torones adheridos	No aplica	$\leq \ell_{tr}$	0.75	(a)
		ℓ_{tr} a ℓ_d	Interpolación lineal entre 0.75 y 0.90 ^[2]	(b)
Uno o más torones con adherencia inhibida	Los cálculos no indican tracción	$\leq (\ell_{db} + \ell_{tr})$	0.75	(c)
		$(\ell_{db} + \ell_{tr})$ a $(\ell_{db} + \ell_d)$	Interpolación lineal entre 0.75 y 0.90 ^[2]	(d)
	Los cálculos indican tracción	$\leq (\ell_{db} + \ell_{tr})$	0.75	(e)
		$(\ell_{db} + \ell_{tr})$ a $(\ell_{db} + 2\ell_d)$	Interpolación lineal entre 0.75 y 0.90 ^[2]	(f)

^[1] Esfuerzo calculado en la fibra extrema de concreto de la zona de tracción precomprimida bajo cargas de servicio después del ajuste debido a todas las pérdidas de preefuerzo en la sección en consideración, usando las propiedades de la sección transversal bruta.

^[2] Se permite usar un factor de reducción de resistencia de 0.75.

R21.2.3 Si se presenta una sección crítica en una zona donde el torón no se ha desarrollado completamente, la falla puede ocurrir por adherencia. Ese tipo de falla se parece a una falla frágil por cortante, de ahí la exigencia de un valor ϕ reducido para flexión con respecto a una sección donde todos los torones se han desarrollado completamente. Para las secciones que se encuentran entre el extremo de la longitud de transferencia y el extremo de la longitud de desarrollo, el valor de ϕ puede ser determinado por interpolación lineal, como se muestra en la Fig. R21.2.3(a).

Cuando la adherencia de uno o más torones no se extienda hasta el extremo del elemento, ϕ puede considerarse de manera más conservadora como 0.75 desde el extremo del elemento hasta el extremo de la longitud de transferencia del torón teniendo en cuenta la mayor longitud no adherida. Más allá de este punto, ϕ puede variar de manera lineal hasta 0.90 en la ubicación donde se han desarrollado todos los torones, como se muestra en la Fig. R21.2.3(b). Alternativamente, la contribución de los torones no adheridos puede ser ignorada hasta que estén completamente desarrollados. Se considera que el embebido del torón no adherido se inicia en el punto donde terminan las camisas que inhiben la adherencia. Más allá de ese punto, las disposiciones de 25.4.8.1 se usan para determinar si los torones se han desarrollado en una longitud ℓ_d ó $2\ell_d$ dependiendo del esfuerzo calculado en la zona de tracción precomprimida bajo cargas de servicio (Fig. R21.2.3(b)). Los tendones con una superficie ligeramente oxidada pueden tener una longitud de transferencia apreciablemente más corta que un torón limpio. Cuando los torones se sueltan suavemente de sus cuñas, se produce una longitud de transferencia más corta que si se cortan abruptamente.

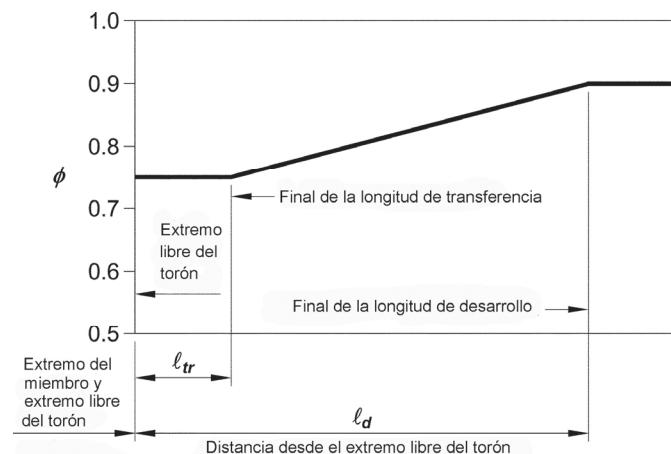
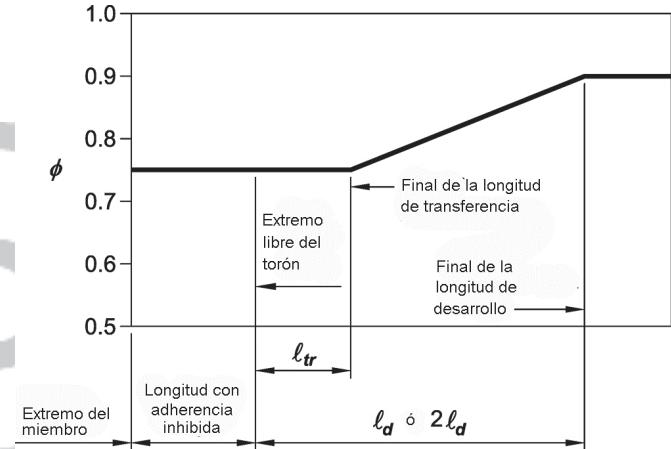
REGLAMENTO**COMENTARIO**

Fig. R21.2.3(a) — Variación de ϕ con la distancia desde el extremo libre del torón en elementos pretensados con torones completamente adheridos.



Nota: La localización del final de la longitud de desarrollo depende de los esfuerzos calculados en la fibra extrema de concreto de la zona de tracción precomprimida bajo cargas de servicio.

Fig. R21.2.3(b) — Variación de ϕ con la distancia desde el extremo libre del torón en elementos pretensados con torones con adherencia inhibida.

21.2.4 Para estructuras que dependen de elementos de (a), (b) o (c) para resistir los efectos sísmicos, E , el valor de ϕ para cortante debe modificarse de acuerdo con 21.2.4.1 hasta 21.2.4.3:

- (a) Pórticos especiales resistentes a momento
- (b) Muros estructurales especiales
- (c) Muros estructurales intermedios prefabricados en estructuras asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico D, E o F.

21.2.4.1 En cualquier elemento que se diseñe para resistir E , ϕ para cortante debe ser 0.60 si la resistencia nominal a cortante del elemento es menor que el cortante correspondiente al desarrollo de la resistencia nominal a momento del elemento.

R21.2.4.1 Este requisito se refiere a elementos controlados por cortante, tales como muros de poca altura, porciones de muros entre aberturas, o diafragmas en los cuales la resistencia nominal al cortante es menor al cortante

REGLAMENTO

La resistencia nominal a momento debe determinarse considerando las cargas axiales mayoradas críticas e incluyendo E .

21.2.4.2 El valor de ϕ para cortante en diafragmas no debe exceder el valor mínimo de ϕ para cortante usado para los elementos verticales del sistema primario de resistencia ante fuerzas sísmicas.

21.2.4.3 En nudos viga-columna y vigas de acople reforzadas en forma diagonal, ϕ para cortante debe ser 0.85.

COMENTARIO

correspondiente al desarrollo de la resistencia nominal por flexión para las condiciones de carga correspondientes.

R21.2.4.2 Los elementos verticales primarios del sistema resistente ante fuerzas laterales en muchas estructuras de estacionamiento que sufrieron daño durante el sismo de Northridge de 1994 eran muros estructurales bajos. En ciertos casos, los muros permanecieron linealmente elásticos mientras que los diafragmas respondieron en forma inelástica. Este requisitos tienen la intención de aumentar la resistencia del diafragma y de sus conexiones en los edificios para los cuales el factor de reducción de resistencia para cortante en muros sea 0.60, ya que dichas estructuras tienden a tener una sobre resistencia relativamente alta.



REGLAMENTO**CAPÍTULO 22 — RESISTENCIA DE LAS SECCIONES DE LOS MIEMBROS****22.1 — Alcance**

22.1.1 Los requisitos de este capítulo se aplican al cálculo de la resistencia nominal de las secciones de los miembros, incluyendo de (a) hasta (g):

- (a) Resistencia a flexión.
- (b) Resistencia axial o resistencia a flexión combinada con resistencia axial.
- (c) Resistencia a cortante en una dirección
- (d) Resistencia a cortante en dos direcciones
- (e) Resistencia a torsión
- (f) Aplastamiento.
- (g) Cortante por fricción

22.1.2 Se deben cumplir los requisitos de resistencia para secciones establecidos en este capítulo a menos que el miembro o región del miembro se haya diseñado de acuerdo con el Capítulo 23.

22.1.3 La resistencia de diseño de la sección debe tomarse como la resistencia nominal multiplicada por el factor de reducción de resistencia aplicable, ϕ , dado en el Capítulo 21.

22.2 — Suposiciones de diseño para resistencia a flexión y a carga axial**22.2.1** *Equilibrio y compatibilidad de deformaciones*

22.2.1.1 Debe cumplirse con la condición de equilibrio en cada sección.

22.2.1.2 Las deformaciones unitarias en el concreto y el refuerzo no preeforzado deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

22.2.1.3 Las deformaciones unitarias en el concreto preeforzado y en el refuerzo preeforzado adherido y no adherido deben incluir la deformación unitaria debida al preefuerzo efectivo.

COMENTARIO**R22 — RESISTENCIA DE LAS SECCIONES DE LOS MIEMBROS****R22.1 — Alcance**

R22.1 Los requisitos de este capítulo aplican donde se evalúe la resistencia de secciones críticas de los miembros.

R22.1.2 El Capítulo 23 presenta los métodos para el diseño de regiones discontinuas donde no aplican los métodos basados en las secciones de los miembros.

R22.2 — Suposiciones de diseño para resistencia a flexión y a carga axial**R22.2.1** *Equilibrio y compatibilidad de deformaciones* —

Deben satisfacerse dos condiciones fundamentales cuando se calcula la resistencia a flexión y fuerza axial por medio del método de diseño por resistencia del Reglamento: (1) equilibrio y (2) compatibilidad de las deformaciones. Equilibrio se refiere al balance de las fuerzas de compresión y de tracción que actúan en la sección transversal para las condiciones de resistencia nominal. La relación entre el esfuerzo y la deformación unitaria del concreto y del refuerzo, para condiciones de resistencia nominal, debe igualmente cumplirse considerando las suposiciones de diseño permitidas por 22.2.

R22.2.1.2 Numerosos ensayos han confirmado que es razonable suponer una distribución lineal de la deformación unitaria a través de una sección transversal de concreto reforzado (las secciones planas se mantienen planas), aún cerca de la resistencia nominal, excepto en los casos que se describen en el Capítulo 23.

La deformación unitaria tanto en el refuerzo no preeforzado como en el concreto se supone directamente proporcional a la distancia desde el eje neutro. Esta suposición es de primordial importancia en el diseño para determinar la deformación unitaria y el esfuerzo correspondiente en el refuerzo.

REGLAMENTO

22.2.1.4 La variación de la deformación unitaria para el refuerzo preeforzado adherido debe suponerse proporcional a la distancia desde el eje neutro.

COMENTARIO

R22.2.1.4 La variación de la deformación unitaria para el refuerzo preeforzado adherido depende únicamente de la variación de la deformación unitaria en la sección bajo consideración. Para el refuerzo preeforzado no adherido, la variación de la deformación unitaria depende de las cargas externas, la localización del refuerzo, y las condiciones de borde a lo largo de la longitud del refuerzo. Las ecuaciones de este Reglamento para calcular f_{ps} de los tendones no adheridos, presentadas en 20.3.2.4, han sido correlacionadas con los resultados de ensayos.

22.2.2 Suposiciones de diseño para el concreto

22.2.2.1 La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto debe suponerse igual a 0.003.

R22.2.2 Suposiciones de diseño para el concreto

R22.2.2.1 La máxima deformación unitaria para aplastamiento del concreto por compresión se ha establecido, a través de numerosos ensayos de diferente naturaleza, que varía desde 0.003 hasta valores tan altos como 0.008 bajo condiciones especiales. Sin embargo, las deformaciones unitarias a las cuales se desarrolla la resistencia están usualmente entre 0.003 y 0.004 para miembros de dimensiones, materiales y resistencias normales.

22.2.2.2 La resistencia a la tracción del concreto debe despreciarse en los cálculos de resistencia a flexión y resistencia axial.

R22.2.2.2 La resistencia a la tracción del concreto sometido a flexión (módulo de ruptura) es una propiedad más variable que la resistencia a la compresión y es aproximadamente igual al 10 a 15 por ciento de la resistencia a la compresión. En el cálculo de la resistencia a flexión, conservadoramente la resistencia a la tracción del concreto sometido a flexión no se toma en cuenta. No obstante, la resistencia del concreto en tracción es importante en la evaluación de la fisuración y las deflexiones a nivel de cargas de servicio.

22.2.2.3 La relación entre los esfuerzos de compresión y la deformación unitaria en el concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que lleve a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

R22.2.2.3 La distribución de los esfuerzos del concreto bajo deformaciones unitarias altas no es lineal (el esfuerzo no es proporcional a la deformación unitaria). Tal como se requiere en 22.2.2.1, la deformación unitaria máxima utilizable para diseño es 0.003.

22.2.2.4 La distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto definida en 22.2.2.4.1 hasta 22.2.2.4.3 cumple con 22.2.2.3.

La distribución real del esfuerzo de compresión del concreto dentro de una sección transversal es compleja y, por lo general, no se conoce explícitamente. Sin embargo, las investigaciones han demostrado que las propiedades importantes de la distribución de esfuerzos en el concreto pueden aproximarse adecuadamente si se emplea cualquiera de diferentes suposiciones para la forma de la distribución de los esfuerzos.

22.2.2.4.1 Se debe suponer un esfuerzo de $0.85 f'_c$ uniformemente distribuido en una zona de compresión equivalente, limitada por los bordes de la sección transversal y por una línea recta paralela al eje neutro, ubicada a una distancia a de la fibra de deformación unitaria máxima en compresión, tal como se calcula con:

R22.2.2.4 Para diseño, el Reglamento permite el uso de una distribución rectangular equivalente de esfuerzos de compresión (bloque de esfuerzos) como reemplazo de distribuciones de esfuerzos del concreto más elaboradas.

R22.2.2.4.1 La distribución rectangular de esfuerzos equivalente no representa la distribución real de esfuerzos en la zona de compresión al nivel de resistencia nominal, pero proporciona esencialmente los mismos resultados de las resistencias nominales de flexión y axial que los obtenidos en ensayos (Mattock et al. 1961).

REGLAMENTO

$$a = \beta_1 c \quad (22.2.2.4.1)$$

22.2.2.4.2 La distancia desde la fibra de deformación unitaria máxima al eje neutro, c , se debe medir en dirección perpendicular al eje neutro.

22.2.2.4.3 Los valores de β_1 deben estar de acuerdo con la Tabla 22.2.2.4.3.

Tabla 22.2.2.4.3 — Valores de β_1 para la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto.

f'_c , lb./pulg. ²	β_1	
$2500 \leq f'_c \leq 4000$	0.85	(a)
$4000 < f'_c < 8000$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 4000)}{1000}$	(b)
$f'_c \geq 8000$	0.65	(c)

22.2.3 Suposiciones de diseño para refuerzo no preesforzado

22.2.3.1 El refuerzo corrugado usado para resistir fuerzas de tracción y compresión debe cumplir con 20.2.1.

22.2.3.2 La relación esfuerzo-deformación unitaria y el módulo de elasticidad para el refuerzo corrugado debe idealizarse de acuerdo con 20.2.2.1 y 20.2.2.2.

22.2.4 Suposiciones de diseño para refuerzo preesforzado

22.2.4.1 Para miembros con refuerzo preesforzado adherido que cumplan con 20.3.1, el esfuerzo al nivel de resistencia nominal a flexión, f_{ps} , debe calcularse de acuerdo con 20.3.2.3.

22.2.4.2 Para miembros con refuerzo preesforzado no adherido que cumplan con 20.3.1, f_{ps} debe calcularse de acuerdo con 20.3.2.4.

22.2.4.3 Cuando la longitud embebida del torón preesforzado sea menor a ℓ_d , el esfuerzo de diseño del torón no debe exceder el valor definido en 25.4.8.3, tal como se modifica en 25.4.8.1(b).

22.3 — Resistencia a la flexión

22.3.1 Generalidades

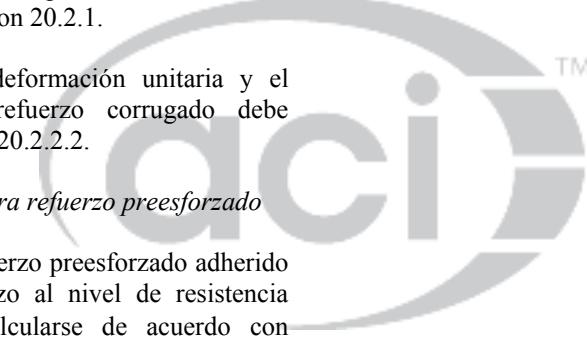
22.3.1.1 La resistencia nominal a la flexión, M_n , debe calcularse de acuerdo con las suposiciones de 22.2.

22.3.2 Miembros de concreto preesforzado

22.3.2.1 Puede considerarse que un refuerzo corrugado que cumpla con 20.2.1, usado en conjunto con refuerzo preesforzado, contribuye a la fuerza de tracción y se permite

COMENTARIO

R22.2.2.4.3 Se ha determinado experimentalmente un valor de β_1 . El límite inferior de β_1 para resistencias del concreto mayores de 8000 lb./pulg.² se basa en ensayos experimentales de vigas construidas usando concreto de alta resistencia (Leslie et al. 1976; Karr et al. 1978).



R22.3 — Resistencia a la flexión

REGLAMENTO

incluirlo en los cálculos de resistencia a flexión con un esfuerzo igual a f_y .

22.3.2.2 Se permite incluir otros refuerzos no preeforzados en los cálculos de resistencia si se efectúa un análisis de compatibilidad de deformaciones con el fin de determinar los esfuerzos en dicho refuerzo.

COMENTARIO

22.3.3 Miembros de concreto compuestos

22.3.3.1 Los requisitos de 22.3.3 aplican al diseño de miembros de concreto compuestos construidos en etapas diferentes, pero interconectados de manera tal que resistan las cargas como una sola unidad.

R22.3.3 Miembros de concreto compuestos

R22.3.3.1 En el alcance del Capítulo 22 se incluyen los miembros compuestos de concreto sometidos a flexión. En algunos casos, miembros de concreto construidos en obra se diseñan de tal manera que concreto colocado en etapas diferentes actúe como una unidad. En estos casos la interfaz se diseña para las fuerzas que se transfieren a través de ella. Este Capítulo no cubre vigas compuestas de concreto y acero estructural. Los requisitos de diseño para este tipo de miembros compuestos están incluidos en AISC 360.

22.3.3.2 Se puede usar la sección compuesta total para calcular M_n en losas y vigas de concreto compuestas.

22.3.3.3 En el cálculo de M_n de losas y vigas de concreto compuestas, no debe hacerse distinción entre miembros apuntalados y no apuntalados.

22.3.3.4 En el cálculo de M_n de miembros de concreto compuestos, si las resistencias a la compresión especificadas para el concreto de diversos miembros son diferentes, deben utilizarse en el diseño las propiedades de los miembros individuales. En forma alternativa, se permite usar el valor de f'_c del miembro que resulte en el valor más crítico de M_n .

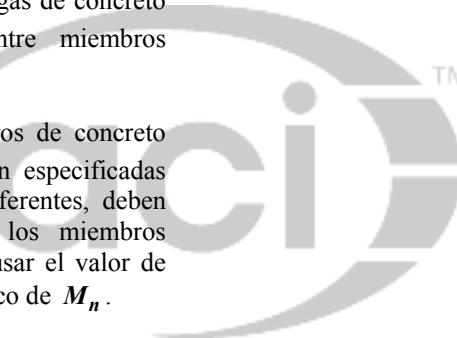
22.4 — Resistencia axial o resistencia a flexión y resistencia axial combinadas

22.4.1 Generalidades

22.4.1.1 La resistencia nominal a flexión y carga axial debe calcularse de acuerdo a las suposiciones de 22.2.

22.4.2 Resistencia axial a compresión máxima

22.4.2.1 La resistencia nominal axial a compresión, P_n , no debe ser mayor que $P_{n,max}$, como se define en la Tabla 22.4.2.1, donde P_o se calcula con la ecuación (22.4.2.2) para miembros no preeforzados y compuestos de concreto y acero estructural, y con la ecuación (22.4.2.3) para miembros preeforzados.



R22.4 — Resistencia axial o resistencia a flexión y resistencia axial combinadas

R22.4.2 Resistencia axial a compresión máxima

R22.4.2.1 Para tener en cuenta una excentricidad accidental, la resistencia axial de diseño de una sección en compresión pura se limita al 80 u 85 por ciento de la resistencia nominal axial. Estos porcentajes se aproximan a las resistencias axiales para relaciones entre la excentricidad y la altura de la sección de 0.05 y 0.10 para miembros con refuerzo en espiral y con estribos que cumplen con 22.4.2.4 y 22.4.2.5, respectivamente. La misma limitación a la carga axial se aplica tanto a miembros en compresión construidos en obra como prefabricados.

REGLAMENTO**COMENTARIO****Tabla 22.4.2.1 — Resistencia axial máxima**

Miembro	Refuerzo transversal	$P_{n,max}$	
No preeesforzado	Estríbos que cumplen con 22.4.2.4	$0.80P_o$	(a)
	Espirales que cumplen con 22.4.2.5	$0.85P_o$	(b)
Preeesforzado	Estríbos	$0.80P_o$	(c)
	Espirales	$0.85P_o$	(d)
Columnas compuestas de acero y concreto que cumplan con el Capítulo 10	Todos	$0.85P_o$	(e)

22.4.2.2 Para miembros no preeesforzados y compuestos de acero y concreto, P_o debe calcularse usando:

$$P_o = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \quad (22.4.2.2)$$

donde A_{st} es el área total del refuerzo longitudinal no preeesforzado.

22.4.2.3 Para miembros preeesforzados, P_o debe calcularse como:

$$P_o = 0.85f'_c(A_g - A_{st} - A_{pd}) + f_y A_{st} - (f_{se} - 0.003E_p)A_{pt} \quad (22.4.2.3)$$

donde A_{pt} es el área total del refuerzo preeesforzado, A_{pd} es el área total ocupada por el ducto, revestimiento y el refuerzo preeesforzado, y el valor de f_{se} debe ser al menos igual a $0.003E_p$. Para tendones postensados inyectados con mortero de inyección, se permite suponer $A_{pd} = A_{pt}$.

22.4.2.4 Los estríbos de refuerzo para miembros sometidos a compresión deben cumplir con las disposiciones para soporte lateral del refuerzo longitudinal dadas en 10.7.6.2 y 25.7.2.

22.4.2.5 El refuerzo en espiral para soporte lateral del refuerzo longitudinal en miembros a compresión debe cumplir con los requisitos de 10.7.6.3 y 25.7.3.

22.4.3 Resistencia axial a tracción máxima

22.4.3.1 La resistencia nominal axial a tracción de miembros no preeesforzados, compuestos o preeesforzados, P_{nt} , no debe tomarse mayor que $P_{nt,max}$ calculado por medio de:

$$P_{nt,max} = f_y A_{st} + (f_{se} + \Delta f_p) A_{pt} \quad (22.4.3.1)$$

donde $(f_{se} + \Delta f_p)$ no debe exceder f_{py} y A_{pt} es cero para miembros no preeesforzados.

R22.4.2.3 La ecuación (22.4.2.3) considera los efectos del preeesforzado sobre la resistencia axial de los miembros en compresión. En general, la ecuación (22.4.2.3) es similar a la ecuación (22.4.2.2) para un miembro no preeesforzado en compresión. El área efectiva del concreto sometido al esfuerzo límite de $0.85f'_c$ es reducida por el término A_{pd} para considerar el área de los ductos, envoltura y acero de preeesforzado. Se incluye un tercer término para tener en cuenta la reducción de la capacidad de la columna debida a la fuerza de preeesforzado. Al nivel de resistencia nominal, el esfuerzo en el refuerzo de preeesforzado, f_{se} , se disminuye en $0.003E_p$, donde 0.003 es la deformación unitaria a compresión supuesta al nivel de capacidad axial del miembro.

REGLAMENTO

22.5 — Resistencia a cortante en una dirección

22.5.1 Generalidades

22.5.1.1 La resistencia nominal para cortante en una dirección en una sección, V_n , se debe calcular como:

$$V_n = V_c + V_s \quad (22.5.1.1)$$

22

22.5.1.2 Las dimensiones de la sección transversal deben seleccionarse para cumplir con la ecuación (22.5.1.2).

$$V_u \leq \phi(V_c + 8\sqrt{f'_c}b_w d) \quad (22.5.1.2)$$

22.5.1.3 Para miembros no preeforzados, V_c se debe calcular de acuerdo con 22.5.5, 22.5.6 ó 22.5.7.

22.5.1.4 Para miembros preeforzados, V_c , V_{ci} y V_{cw} deben calcularse de acuerdo con 22.5.8 ó 22.5.9.

22.5.1.5 Para calcular V_c , V_{ci} y V_{cw} , λ debe determinarse de acuerdo con 19.2.4.

22.5.1.6 V_s debe calcularse de acuerdo con 22.5.10.

22.5.1.7 Al calcular V_n se debe considerar el efecto producido por cualquier abertura en los miembros.

22.5.1.8 Al calcular V_c se deben considerar los efectos de la tracción axial debida al flujo plástico y a la retracción en miembros restringidos.

22.5.1.9 Al calcular V_c se puede considerar el efecto de la compresión inclinada por flexión en miembros de altura variable.

COMENTARIO

R22.5 — Resistencia a cortante en una dirección

R22.5.1 Generalidades

R22.5.1.1 En un miembro sin refuerzo para cortante, se supone que el cortante lo resiste el alma de concreto. En un miembro con refuerzo para cortante, se supone que una parte de la resistencia a cortante la proporciona el concreto y el resto el refuerzo para cortante.

La resistencia al cortante proporcionada por el concreto, V_c , se supone que es la misma para vigas con y sin refuerzo para cortante, y se toma como el cortante que produce una fisuración inclinada (Joint ACI-ASCE Committee 426 1973; MacGregor and Hanson 1969; Joint ACI-ASCE Committee 326 1962). Después de la fisuración, V_c se atribuye a la trabazón de los agregados y al cortante transmitido a través de la zona en compresión del concreto.

La resistencia a cortante se basa en un esfuerzo cortante promedio sobre toda la sección transversal efectiva, $b_w d$.

El Capítulo 23 permite usar los modelos puntal-tensor en el diseño a cortante de cualquier miembro de concreto estructural o regiones con discontinuidades en un miembro. Los procedimientos de diseño a cortante de las secciones son aceptables en las regiones tipo B.

R22.5.1.2 Los límites a las dimensiones de la sección transversal de 22.5.1.2 tienen como objetivo minimizar la posibilidad de una falla por compresión diagonal en el concreto y limitar la fisuración.

R22.5.1.7 Las aberturas en el alma de un miembro pueden reducir su resistencia al cortante. Los efectos de las aberturas se discuten en la Sección 4.7 de Joint ACI-ASCE Committee 426 (1973), en Barney et al. (1977) y en Schlaich et al. (1987). Los modelos puntal-tensor que se tratan en el Capítulo 23 pueden ser usados para diseñar miembros con aberturas.

R22.5.1.9 En un miembro de altura variable, el cortante interno en cualquier sección aumenta o disminuye debido a la componente vertical de los esfuerzos de flexión inclinados.

REGLAMENTO

22.5.2 Suposiciones geométricas

22.5.2.1 Para calcular V_c y V_s en miembros preeforzados, se debe considerar d como la distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo longitudinal preeforzado y no preeforzado, pero no hay necesidad de tomarlo menor que $0.8h$.

22.5.2.2 Para calcular V_c y V_s en secciones circulares sólidas, se puede tomar d como 0.8 veces el diámetro y b_w como el diámetro de la sección.

22.5.3 Límites a la resistencia de los materiales

22.5.3.1 Los valores de $\sqrt{f'_c}$ usados para calcular V_c , V_{ci} y V_{cw} para cortante en una dirección no debe exceder 100 lb./pulg.², excepto en lo permitido en 22.5.3.2.

22.5.3.2 Se permite usar valores de $\sqrt{f'_c}$ mayores que 100 lb./pulg.² al calcular V_c , V_{ci} y V_{cw} para vigas de concreto reforzado o preeforzado y viguetas de concreto con un refuerzo mínimo en el alma, de acuerdo con 9.6.3.3 ó 9.6.4.2.

22.5.3.3 Los valores de f_y y f_{yt} usados para calcular V_s no deben exceder los límites dados en 20.2.2.4.

22.5.4 Miembros compuestos de concreto

22.5.4.1 Las disposiciones de esta sección aplican al diseño de miembros compuestos de concreto, construidos en etapas diferentes, pero interconectados de manera tal que todos los miembros resisten las cargas como una unidad.

COMENTARIO

R22.5.2 Suposiciones geométricas

R22.5.2.1 A pesar de que el valor de d puede variar a lo largo de la luz en una viga preeforzada, estudios (MacGregor and Hanson 1969) han indicado que, para miembros de concreto preeforzados, no hay necesidad de tomar d menor de $0.8h$. Las vigas estudiadas tenían refuerzo de preeforzado recto o barras de refuerzo en la parte baja de la sección y estribos que abrazaban este refuerzo longitudinal.

R22.5.2.2 Los ensayos a cortante de miembros con sección circular indican que el área efectiva puede tomarse como el área bruta de la sección o como un área rectangular equivalente (Joint ACI-ASCE Committee 426 1973; Faradji and Diaz de Cossio 1965; Khalifa and Collins 1981).

A pesar de que el refuerzo transversal en una sección circular puede no tener ramas rectas, los ensayos indican que la ecuación (22.5.10.5.3) es conservadora si d se toma como se define en 22.5.2.2 (Faradji and Diaz de Cossio 1965; Khalifa and Collins 1981).

R22.5.3 Límites a la resistencia de los materiales

R22.5.3.1 Debido a la falta de información proveniente de ensayos y de experiencias prácticas con concretos que poseen resistencia a compresión mayores a 10,000 lb./pulg.², el Reglamento impuso un valor máximo de 100 lb./pulg.² en $\sqrt{f'_c}$ para los cálculos de resistencia al cortante de miembros de concreto. Se permiten excepciones a este límite para vigas y viguetas cuando el refuerzo transversal satisface los requisitos de 22.5.3.2.

R22.5.3.2 Los resultados de los ensayos de concreto de alta resistencia en Mphonde and Frantz (1984), Elzanaty et al. (1986), Roller and Russell (1990), Johnson and Ramirez (1989), and Oczebe et al. (1999) señalan que se requiere un aumento en la cantidad mínima de refuerzo transversal para concreto de alta resistencia. Estos ensayos indicaron que hay una reducción en la reserva de resistencia a cortante a medida que f'_c aumenta en vigas reforzadas con el refuerzo transversal proporcionando un esfuerzo efectivo al cortante de 50 lb./pulg.². Al proporcionar una cantidad mínima de refuerzo transversal, que aumente a medida que f'_c aumenta, la reducción en la resistencia al cortante se contrarresta.

R22.5.3.3 Al limitar los valores de f_y y f_{yt} usados en el diseño del refuerzo a cortante a 60,000 lb./pulg.² se proporciona un control al ancho de la fisura diagonal.

R22.5.4 Miembros compuestos de concreto

R22.5.4.1 En el alcance del Capítulo 22 se incluyen los miembros compuestos de concreto. En algunos casos, miembros de concreto construidos en obra se diseñan de tal manera que concreto colocado en etapas diferentes actúe como una unidad. En estos casos la interfaz se diseña para las fuerzas que se transfieren a través de ella. Este Capítulo no

REGLAMENTO

22.5.4.2 En el cálculo de V_n para miembros compuestos de concreto, no debe hacerse distinción entre miembros apuntalados y no apuntalados.

22.5.4.3 En el cálculo de V_n para miembros compuestos de concreto, si la resistencia a la compresión especificada para el concreto, peso unitario, u otras propiedades de diversos elementos son diferentes, deben utilizarse en el diseño las propiedades de los elementos individuales. En forma alternativa, se permite usar las propiedades para el elemento que conduzca al valor más crítico de V_n .

22.5.4.4 Donde se considere que el cortante vertical, V_c , es resistido por todo el miembro compuesto, se debe diseñar como si se tratara de un miembro con la misma sección transversal construido monolíticamente.

22.5.4.5 Donde se considere que el cortante vertical, V_s , es resistido por todo el miembro compuesto, se puede diseñar como si se tratara de un miembro con la misma sección transversal construido monolíticamente siempre que el refuerzo para cortante esté totalmente anclado dentro de los elementos interconectados, de acuerdo con lo dispuesto en 25.7.

22.5.5 V_c para miembros no preeforzados sin fuerza axial

22.5.5.1 Para miembros no preeforzados sin fuerza axial, V_c debe calcularse por medio de:

$$V_c = 2\lambda\sqrt{f'_c}b_w d \quad (22.5.5.1)$$

a menos que se realice un cálculo más detallado de acuerdo con la Tabla 22.5.5.1.

Tabla 22.5.5.1 — Método detallado para calcular V_c

V_c		
El menor de (a), (b) y (c):	$\left(1.9\lambda\sqrt{f'_c} + 2500\rho_w \frac{V_u d}{M_u}\right)b_w d$ [1] (a)	
	$\left(1.9\lambda\sqrt{f'_c} + 2500\rho_w\right)b_w d$ (b)	
	$3.5\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$ (c)	

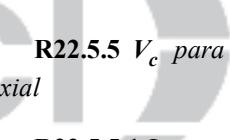
[1] M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

22.5.6 V_c para miembros no preeforzados con compresión axial

22.5.6.1 Para miembros no preeforzados sometidos a compresión axial, V_c debe calcularse por medio de:

COMENTARIO

cubre vigas compuestas de concreto y acero estructural. Los requisitos de diseño para este tipo de miembros compuestos están incluidos en AISC 360.



R22.5.5 V_c para miembros no preeforzados sin fuerza axial

R22.5.5.1 La expresión (a) de la Tabla 22.5.5.1 contiene tres variables, $\lambda\sqrt{f'_c}$ (como medida de la resistencia a la tracción del concreto), ρ_w y $V_u d / M_u$, que se conoce que afectan la resistencia al cortante (Joint ACI-ASCE Committee 326 1962). Resultados de ensayos (Joint ACI-ASCE Committee 326 1962) indican que la resistencia a cortante disminuye a medida que aumenta la altura total del miembro.

La expresión (b) de la Tabla 22.5.5.1 limita V_c cerca de los puntos de inflexión. Para la mayoría de los diseños es conveniente suponer que el segundo término en las expresiones (a) y (b) de la Tabla 22.5.5.1 es igual a $0.1\lambda\sqrt{f'_c}$ y utilizar V_c igual a $2\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$, tal como se permite en la ecuación (22.5.5.1).

R22.5.6 V_c para miembros no preeforzados con compresión axial

R22.5.6.1 Las expresiones en (a) y (b) de la Tabla 22.5.6.1 para miembros sometidos a compresión axial además de cortante y momento, se han derivado del informe del Joint ACI-ASCE Committee 326 (1962). Los valores de V_c para

REGLAMENTO

$$V_c = 2 \left(1 + \frac{N_u}{2000A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \quad (22.5.6.1)$$

a menos que se realice un cálculo más detallado de acuerdo con la Tabla 22.5.6.1, donde N_u es positivo para compresión.

Tabla 22.5.6.1 — Método detallado para calcular V_c en miembros no preeforzados con compresión axial

V_c		
El menor de (a) y (b):	$\left(1.9 \lambda \sqrt{f'_c} + 2500 \rho_w \frac{V_u d}{M_u - N_u} \frac{(4h-d)}{8} \right) b_w d^{[1]}$ <small>Esta ecuación no es aplicable si $M_u - N_u \frac{(4h-d)}{8} \leq 0$</small>	(a)
	$3.5 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \sqrt{1 + \frac{N_u}{500 A_g}}$	(b)

[1] M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

22.5.7 V_c para miembros no preeforzados con tracción axial significativa

22.5.7.1 Para miembros no preeforzados con tracción axial significativa, V_c debe calcularse por medio de:

$$V_c = 2 \left(1 + \frac{N_u}{500 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \quad (22.5.7.1)$$

donde N_u es negativo para tracción y V_c no debe tomarse menor que cero.

22.5.8 V_c para miembros preeforzados

22.5.8.1 Esta sección aplica para calcular el V_c para miembros postensados y preeforzados en regiones donde la fuerza efectiva en el refuerzo preeforzado es transferida por completo al concreto. Para regiones de miembros preeforzados donde la fuerza efectiva en el refuerzo preeforzado no es transferida por completo al concreto, rigen las disposiciones de 22.5.9 para el cálculo de V_c .

22.5.8.2 Para miembros preeforzados a flexión que cumplan con $A_{ps} f_{se} \geq 0.4 (A_{ps} f_{pu} + A_s f_y)$, V_c debe ser calculado de acuerdo con la Tabla 22.5.8.2, pero no debe ser menor al valor obtenido en la ecuación (22.5.5.1). En forma alternativa, se permite determinar V_c de acuerdo con 22.5.8.3.

COMENTARIO

miembros sometidos a cortante y carga axial se ilustran en la Fig. R22.5.6.1. En MacGregor and Hanson (1969) se discuten los antecedentes para estas ecuaciones y se hacen comparaciones con los datos de ensayos.

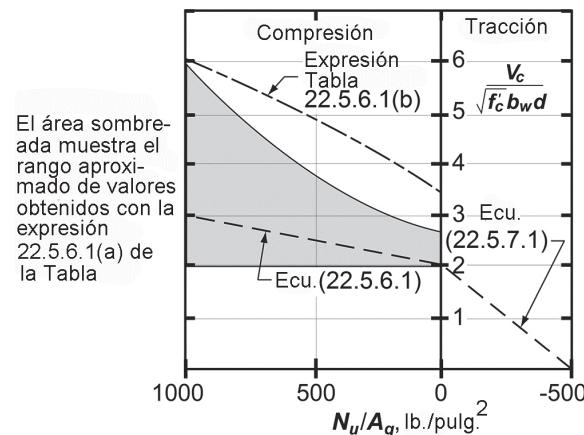


Fig. R22.5.6.1 — Comparación de las ecuaciones de resistencia al cortante para miembros con carga axial.

R22.5.7 V_c para miembros no preeforzados con tracción axial significativa

R22.5.7.1 El término “significativa” se utiliza para reconocer que el diseñador debe usar su criterio para decidir cuando la tracción axial necesita ser considerada. A menudo se producen bajos niveles de tracción axial debidos a cambios volumétricos, pero no son significativos en estructuras con juntas de expansión adecuadas y refuerzos mínimos. Puede ser deseable diseñar el refuerzo a cortante para que tome el cortante total si existe incertidumbre sobre la magnitud de la tracción axial.

22.5.8 V_c para miembros preeforzados

R22.5.8.2 Estos requisitos presentan un método simplificado para calcular V_c en vigas de concreto preeforzado (MacGregor and Hanson 1969). Estos requisitos pueden aplicarse a vigas que tengan refuerzo preeforzado únicamente o a miembros reforzados con una combinación de refuerzo preeforzado y barras corrugadas no preeforzadas. La expresión (a) de la Tabla 22.5.8.2 es más aplicable a miembros sometidos a carga uniforme.

Al aplicar la expresión (a) a miembros simplemente apoyados sometidos a cargas uniformes, se puede usar la ecuación (R22.5.8.2).

REGLAMENTO

Tabla 22.5.8.2 — Método aproximado para calcular V_c

V_c		
El menor de (a), (b) y (c):	$\left(0.6\lambda\sqrt{f'_c} + 700\frac{V_ud_p}{M_u}\right)b_w d$ [1]	(a)
	$(0.6\lambda\sqrt{f'_c} + 700)b_w d$	(b)
	$5\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$	(c)

[1] M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

COMENTARIO

$$\frac{V_ud_p}{M_u} = \frac{d_p(\ell - 2x)}{x(\ell - x)} \quad (\text{R22.5.8.2})$$

donde ℓ es la luz del vano y x es la distancia al apoyo desde la sección que se investiga. Para concreto con f'_c igual a 5000 lb./pulg.², V_c de 22.5.8.2 varía tal como se muestra en la Fig. R22.5.8.2. En la ASCE Joint Committee (1940) se presentan ayudas de diseño basadas en esta ecuación.

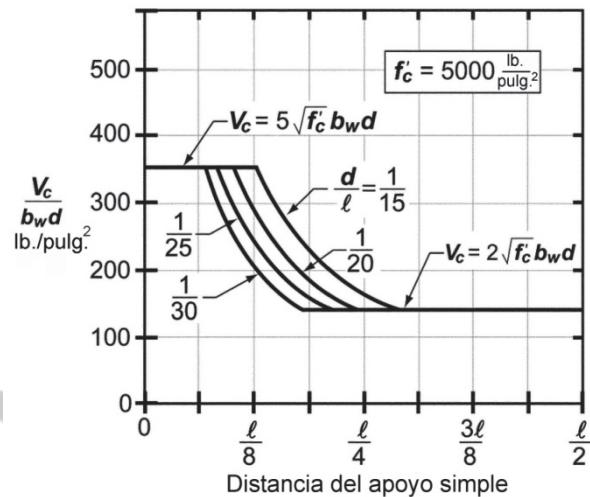


Fig. R22.5.8.2 — Aplicación de la Tabla 22.5.8.2 a miembros preeforzados cargados uniformemente con f'_c igual a 5000 lb./pulg.².

22
22.5.8.3 Para miembros preeforzados, se permite tomar V_c como el menor entre V_{ci} calculado de acuerdo con 22.5.8.3.1 y V_{cw} calculado de acuerdo con 22.5.8.3.2 ó 22.5.8.3.3.

R22.5.8.3 Se presentan dos tipos de fisuración inclinada en vigas de concreto: fisuración por cortante en el alma y fisuración de cortante por flexión. Estos dos tipos de fisuración inclinada se ilustran en la Fig. R22.5.8.3.

La fisuración por cortante en el alma empieza en un punto interior del miembro cuando los esfuerzos principales de tracción exceden la resistencia a tracción del concreto. La fisuración de flexión-cortante se inicia con una fisuración por flexión. Cuando se produce la fisuración por flexión, se incrementan los esfuerzos cortantes en el concreto arriba de la fisura. La fisura de flexión-cortante se desarrolla cuando el esfuerzo combinado de cortante y tracción excede la resistencia a la tracción del concreto.

La resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto, V_c , se supone igual al menor de los valores V_{ci} y V_{cw} . La forma en que se derivan las ecuaciones (22.5.8.3.1a) y (22.5.8.3.2) se resume en ACI 318-65.

REGLAMENTO

COMENTARIO

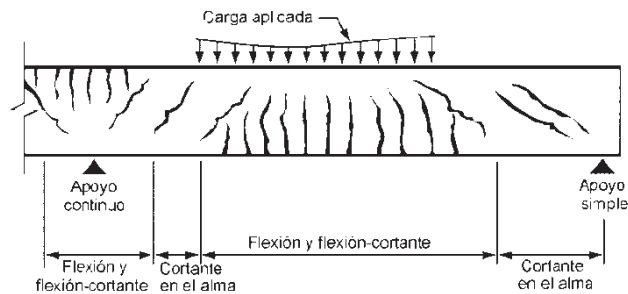


Fig. R22.5.8.3. — Tipos de fisuración en vigas de concreto.

22.5.8.3.1 La resistencia a flexión-cortante, V_{ci} , debe tomarse como la mayor entre (a) y (b):

$$(a) V_{ci} = 0.6\lambda\sqrt{f'_c}b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}} \quad (22.5.8.3.1a)$$

$$(b) V_{ci} = 1.7\lambda\sqrt{f'_c}b_w d \quad (22.5.8.3.1b)$$

donde d_p no hay necesidad de tomarlo menor que **0.80h**, los valores de M_{max} y V_i se deben calcular con la combinación de carga que causa el máximo momento mayorado en la sección, y M_{cre} se debe calcular como:

$$M_{cre} = \left(\frac{I}{y_t} \right) \left(6\lambda\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d \right) \quad (22.5.8.3.1c)$$

R22.5.8.3.1 Al derivar la ecuación (22.5.8.3.1a) se supuso que V_{ci} es la suma del cortante requerido para causar una fisura por flexión en el punto en cuestión, y que está dado por:

$$V = \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}} \quad (R22.5.8.3.1a)$$

más un incremento adicional de cortante requerido para cambiar la fisura por flexión a una fisura de flexión-cortante. Las cargas mayoradas aplicadas externamente, a partir de las cuales se determinan V_i y M_{max} , incluyen la carga muerta y la carga viva. Al calcular M_{cre} para sustituirlo en la ecuación (22.5.8.3.1a), I y y_t son las propiedades de la sección que resiste las cargas externas aplicadas.

Para un miembro compuesto, donde parte de la carga muerta es resistida por sólo una parte de la sección, deben utilizarse las propiedades adecuadas de la sección para calcular f_d . El cortante debido a cargas muertas, V_d , y el debido a otras cargas, V_i , están separados en este caso. V_d es entonces la fuerza cortante total debida a la carga muerta no mayorada, que actúa sobre la parte de la sección que soporta la carga muerta que actúa antes de que se forme la acción compuesta, más la carga muerta no mayorada sobreimpuesta que actúa sobre el miembro compuesto. Los términos V_i y M_{max} pueden tomarse como:

$$V_i = V_u - V_d \quad (R22.5.8.3.1b)$$

$$M_{max} = M_u - M_d \quad (R22.5.8.3.1c)$$

donde V_u y M_u son el cortante mayorado y el momento mayorado debido a las cargas totales mayoradas, y M_d es el momento debido a la carga muerta no mayorada (es decir, el momento correspondiente a f_d).

Para vigas no compuestas, uniformemente cargadas, la sección transversal total resiste todo el cortante y los diagramas de cortante de carga viva y carga muerta son similares. En este caso, la ecuación (22.5.8.3.1a) y la ecuación (22.5.8.3.1c) se reducen a:

REGLAMENTO

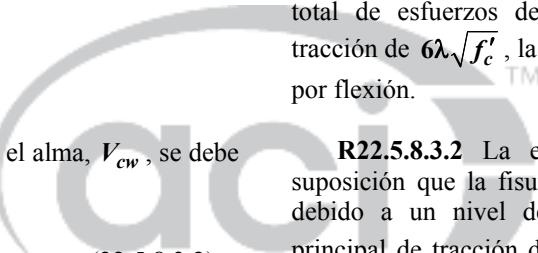
COMENTARIO

$$V_{ci} = 0.6\lambda\sqrt{f'_c}b_w d + \frac{V_u M_{ct}}{M_u} \quad (\text{R22.5.8.3.1d})$$

donde

$$M_{ct} = (I/y_t)(6\lambda\sqrt{f'_c} + f_{pe}) \quad (\text{R22.5.8.3.1e})$$

El momento de fisuración, M_{ct} , en las dos ecuaciones anteriores representa el momento total, incluyendo la carga muerta, requerido para causar fisuración en la fibra extrema en tracción. Este no es igual a M_{cre} de la ecuación (22.5.8.3.1a), en donde el momento de fisuración se debe a todas las cargas, excepto la carga muerta. En la ecuación (22.5.8.3.1a) el cortante por carga muerta se agrega como un término aparte.

M_u es el momento mayorado sobre la viga en la sección que se está considerando y V_u es la fuerza cortante mayorada que ocurre simultáneamente con M_u . Puesto que las mismas propiedades de la sección se aplican tanto a los esfuerzos por carga muerta como por carga viva, no hay necesidad de calcular los esfuerzos y cortantes de la carga muerta por separado, y el momento de fisuración, M_{ct} , refleja el cambio total de esfuerzos desde preeforzado efectivo hasta una tracción de $6\lambda\sqrt{f'_c}$, la cual se supone que ocasiona fisuración por flexión. 

22

22.5.8.3.2 La resistencia a cortante en el alma, V_{cw} , se debe calcular como:

$$V_{cw} = (3.5\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc})b_w d_p + V_p \quad (\text{22.5.8.3.2})$$

donde no hay necesidad de tomar d_p menor de **0.80h** y V_p es la componente vertical del preeforzado efectivo.

22.5.8.3.3 Como alternativa a 22.5.8.3.2, V_{cw} puede calcularse como la fuerza cortante que corresponde a la carga muerta más la carga viva que produce un esfuerzo principal de tracción de $4\lambda\sqrt{f'_c}$ en la ubicación señalada en (a) o (b):

- (a) Cuando el eje neutro de la sección transversal preeforzada se encuentra en el alma, el esfuerzo principal a tracción se debe calcular en el eje neutro.
- (b) Cuando el eje neutro de la sección transversal preeforzada se encuentra en el ala, el esfuerzo principal a tracción se debe calcular en la intersección del ala con el alma.

22.5.8.3.4 En miembros compuestos, el esfuerzo principal de tracción, definido en 22.5.8.3.3, se debe calcular utilizando la sección transversal que resiste la carga viva.

22.5.9 V_c para miembros pretensados en regiones de fuerza de preeforzado reducida

R22.5.8.3.2 La ecuación (22.5.8.3.2) se basa en la suposición que la fisuración por cortante en el alma ocurre debido a un nivel de cortante que produce un esfuerzo principal de tracción de aproximadamente $4\lambda\sqrt{f'_c}$ en el eje neutro de la sección transversal. V_p se calcula a partir de la fuerza efectiva de preeforzado sin factores de carga.

R22.5.9 V_c para miembros pretensados en regiones de fuerza de preeforzado reducida — Debe tenerse en cuenta el efecto sobre la resistencia al cortante que produce el menor

REGLAMENTO

22.5.9.1 Al calcular V_c la longitud de transferencia del refuerzo preeforzado, ℓ_{tr} , se debe suponer como **50d_b** en torones y de **100d_b** en alambres individuales.

22.5.9.2 Cuando la adherencia de los tendones se extienda hasta el extremo del miembro, la fuerza efectiva de preeforzado puede suponerse que varía linealmente desde cero en el extremo del acero de preeforzado hasta un máximo a una distancia ℓ_{tr} del extremo del acero de preeforzado.

22.5.9.3 En ubicaciones correspondientes a una fuerza efectiva de preeforzado reducido, de acuerdo con 22.5.9.2, el valor de V_c debe ser calculado de acuerdo con (a) hasta (c):

- (a) Se debe usar la fuerza efectiva de preeforzado reducida para determinar la aplicabilidad de 22.5.8.2.
- (b) Se debe usar la fuerza efectiva de preeforzado reducida para calcular V_{cw} en 22.5.8.3.
- (c) El valor de V_c calculado usando 22.5.8.2 no debe exceder el valor de V_{cw} calculado usando la fuerza efectiva de preeforzado reducida.

22.5.9.4 En los tendones en los que la adherencia no se extienda hasta el extremo del miembro, se puede suponer que la fuerza de preeforzado efectivo varía linealmente desde cero en el punto en que comienza la adherencia, hasta un máximo a una distancia ℓ_{tr} desde este punto.

22.5.9.5 En ubicaciones correspondientes a una fuerza efectiva de preeforzado reducida, de acuerdo con 22.5.9.4, el valor de V_c debe ser calculado de acuerdo con (a) hasta (c):

- (a) Se debe usar la fuerza efectiva de preeforzado reducida para determinar la aplicabilidad de 22.5.8.2.
- (b) Se debe usar la fuerza efectiva de preeforzado reducida para calcular V_c de acuerdo con 22.5.8.3.
- (c) El valor de V_c calculado usando 22.5.8.2 no debe exceder el valor de V_{cw} calculado usando la fuerza efectiva de preeforzado reducida.

22.5.10 Refuerzo para cortante en una dirección

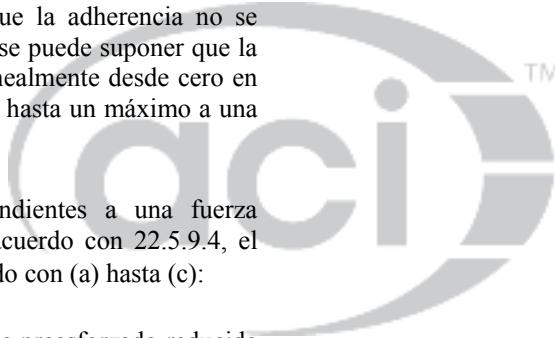
22.5.10.1 En cada sección donde $V_u > \phi V_c$, debe colocarse refuerzo transversal de tal manera que se cumpla con la ecuación (22.5.10.1):

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (22.5.10.1)$$

22.5.10.2 Para miembros en una dirección reforzados con refuerzo transversal, V_s debe calcularse de acuerdo con 22.5.10.5.

COMENTARIO

nivel de preeforzado cerca de los extremos de vigas pretensadas. Los requisitos de 22.5.9.2 y 22.5.9.3 se refieren a la resistencia a cortante de secciones dentro de la longitud de transferencia del acero de preeforzado, cuando la adherencia del acero de preeforzado se extiende hasta el extremo del miembro. Los requisitos de 22.5.9.4 y 22.5.9.5 están relacionados con la resistencia a cortante reducida en secciones dentro de la longitud dentro de la cual parte del refuerzo de preeforzado no está adherido al concreto, o dentro de la longitud de transferencia donde la adherencia del acero de preeforzado no se extiende hasta el extremo de la viga.



22.5.10 Refuerzo para cortante en una dirección

R22.5.10.2 Los requisitos de 22.5.10.5 se aplican a todos los tipos de refuerzo transversal, incluyendo estribos, estribos cerrados de confinamiento, ganchos suplementarios y espirales.

REGLAMENTO

22.5.10.3 Para miembros en una dirección reforzados con barras longitudinales dobladas, V_s debe calcularse de acuerdo con 22.5.10.6.

22.5.10.4 Donde se emplee más de un tipo de refuerzo para cortante para reforzar la misma porción de un miembro, V_s debe calcularse como la suma de los valores de V_s calculados para los diversos tipos de refuerzo para cortante.

22.5.10.5 Resistencia al cortante en una dirección proporcionada por refuerzo transversal

22.5.10.5.1 Se permite refuerzo a cortante en miembros preesforzados y no preesforzados que cumpla con (a), (b) o (c):

- (a) Estribos o estribos cerrados de confinamiento perpendiculares al eje longitudinal del miembro.
- (b) Refuerzo electrosoldado de alambre con alambres localizados perpendicularmente al eje longitudinal del miembro.
- (c) Espirales.

22.5.10.5.2 Se permiten como refuerzo a cortante en miembros no preesforzados estribos inclinados que formen un ángulo de 45 grados o más con el refuerzo longitudinal y que atraviesen el plano de la potencial fisura por cortante.

22.5.10.5.3 El V_s para refuerzo a cortante que cumple con 22.5.10.5.1 se debe calcular como:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (22.5.10.5.3)$$

donde s es el paso de la espiral o el espaciamiento longitudinal del refuerzo a cortante y A_v se define en 22.5.10.5.5 ó 22.5.10.5.6.

22.5.10.5.4 El V_s para refuerzo al cortante que cumple con 22.5.10.5.2 se debe calcular como:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} (\sin \alpha + \cos \alpha) d}{s} \quad (22.5.10.5.4)$$

donde α es el ángulo entre los estribos inclinados y el eje longitudinal del miembro, s se mide en la dirección paralela al eje longitudinal del refuerzo, y A_v se define en 22.5.10.5.5.

22.5.10.5.5 Para estribos, estribos cerrados de confinamiento o gancho suplementario rectangulares, A_v debe tomarse como el área efectiva de las ramas de barra o alambre dentro del espaciamiento s .

22.5.10.5.6 Para cada estribo circular o espiral, A_v debe tomarse como dos veces el área de la barra dentro del espaciamiento s .

COMENTARIO

R22.5.10.5 Resistencia a cortante en una dirección proporcionada por refuerzo transversal — El diseño del refuerzo a cortante está basado en una modificación de la analogía de la cercha. Esta analogía supone que todo el cortante lo resiste el refuerzo a cortante. Sin embargo, amplias investigaciones sobre miembros preesforzados y no preesforzados han indicado que el refuerzo a cortante necesita diseñarse para resistir únicamente el cortante que excede al que provoca la fisuración inclinada cuando los miembros diagonales de la cercha se suponen que están inclinados a 45 grados.

Las ecuaciones (22.5.10.5.3), (22.5.10.5.4) y (22.5.10.6.2a) se presentan en términos de resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo a cortante V_s . Cuando se utiliza refuerzo a cortante perpendicular al eje de un miembro, el área de refuerzo a cortante requerida A_v y su espaciamiento s se calculan por medio de:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi f_{yt} d} \quad (R22.5.10.5)$$

Investigaciones (Anderson and Ramirez 1989; Leonhardt and Walther 1964) han mostrado que el comportamiento a cortante de vigas anchas con un refuerzo a flexión considerable se mejora si se reduce el espaciamiento transversal de las ramas del estribo a través de la sección.

R22.5.10.5.4 Para que sean efectivos, es esencial que los estribos inclinados se encuentren orientados de manera que crucen la fisura potencial por cortante. Si los estribos inclinados tienen una orientación general paralela a las fisuras potenciales de cortante, estos estribos no aportan resistencia alguna a cortante.

R22.5.10.5.6 A pesar de que el refuerzo transversal en una sección circular puede no tener ramas rectas, los ensayos indican que la ecuación (22.5.10.5.3) es conservadora si d se

REGLAMENTO**COMENTARIO****22.5.10.6 Refuerzo para cortante en una dirección proporcionada por barras longitudinales dobladas**

22.5.10.6.1 Solamente las tres cuartas partes centrales de la porción inclinada de cualquier barra longitudinal que esté doblada se pueden considerar efectivas como refuerzo para cortante en miembros no preesforzados si el ángulo α entre las barras dobladas y el eje longitudinal del miembro es al menos igual a 30 grados.

22.5.10.6.2 Donde el refuerzo a cortante consiste en una barra individual o en un solo grupo de barras paralelas con un área A_v , todas dobladas a la misma distancia del apoyo, V_s debe tomarse como el menor entre (a) y (b):

$$(a) V_s = A_v f_y \operatorname{sen} \alpha \quad (22.5.10.6.2a)$$

$$(b) V_s = 3\sqrt{f'_c b_w d} \quad (22.5.10.6.2b)$$

donde α es el ángulo entre el refuerzo doblado y el eje longitudinal del miembro.

22.5.10.6.3 Donde el refuerzo para cortante consiste en una serie de barras paralelas dobladas o grupos de barras paralelas dobladas a diferentes distancias del apoyo, V_s se debe calcular por medio de la ecuación (22.5.10.5.4).

22.6 — Resistencia a cortante en dos direcciones**22.6.1 Generalidades**

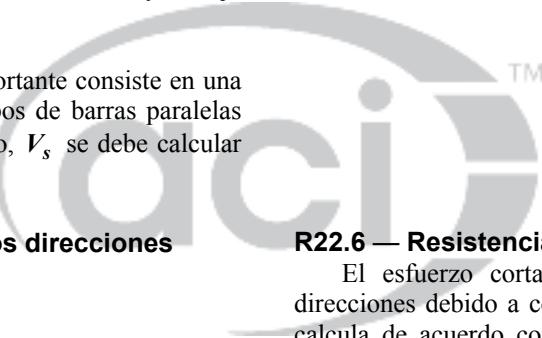
22.6.1.1 Los requisitos de 22.6.1 hasta 22.6.8 definen la resistencia nominal para cortante de miembros en dos direcciones, con o sin refuerzo para cortante. Cuando se usen vigas de acero estructural en forma de I o canales de acero como cabezas de cortante, los miembros en dos direcciones se deben diseñar de acuerdo con 22.6.9.

22.6.1.2 La resistencia nominal a cortante para miembros en dos direcciones sin refuerzo a cortante se debe calcular como:

$$v_n = v_c \quad 22.6.1.2$$

toma como se define en 22.5.2.2 (Faradji and Diaz de Cossio 1965; Khalifa and Collins 1981).

R22.5.10.6 Refuerzo para cortante en una dirección proporcionada por barras longitudinales dobladas — Para que sean efectivas, es esencial que la porción inclinada de las barras dobladas cruce la fisura potencial por cortante. Si las barras inclinadas tienen una orientación general paralela a las fisuras potenciales de cortante, estas barras no aportan resistencia alguna a cortante.

**R22.6 — Resistencia a cortante en dos direcciones**

El esfuerzo cortante mayorado en miembros en dos direcciones debido a cortante y transferencia de momento se calcula de acuerdo con los requisitos de 8.4.4. La Sección 22.6 proporciona los requisitos para determinar la resistencia nominal a cortante, con o sin refuerzo para cortante en la forma de estribos, pernos con cabeza o cabezas de cortante. La demanda de cortante mayorado y resistencia se calculan en términos de esfuerzo, permitiendo la superposición de los efectos del cortante directo y de la transferencia de momento.

R22.6.1 Generalidades

REGLAMENTO

22.6.1.3 La resistencia nominal a cortante para miembros en dos direcciones con refuerzo a cortante distinto a cabezas de cortante se debe calcular como:

$$v_n = v_c + v_s \quad (22.6.1.3)$$

22.6.1.4 El cortante en dos direcciones debe ser resistido por una sección con una altura d y un perímetro crítico supuesto b_o que se extiende completa o parcialmente alrededor de la columna, carga concentrada o área de reacción.

22.6.1.5 v_c para cortante en dos direcciones debe calcularse de acuerdo con 22.6.5. Para miembros en dos direcciones con refuerzo a cortante, v_c no debe exceder los límites de 22.6.6.1.

22.6.1.6 Para calcular v_c , λ debe determinarse de acuerdo con 19.2.4.

22.6.1.7 Para miembros en dos direcciones reforzados con estribos de una o varias ramas, v_s debe calcularse de acuerdo con 22.6.7.

22.6.1.8 Para miembros en dos direcciones reforzados a cortante con pernos con cabeza para cortante, v_s debe calcularse de acuerdo con 22.6.8.

22.6.2 Altura efectiva

22.6.2.1 Para calcular v_c y v_s para cortante en dos direcciones, d debe tomarse como el promedio de las alturas efectivas en las dos direcciones ortogonales.

22.6.2.2 Para miembros preesforzados en dos direcciones, d no hay necesidad de tomarlo menor que **0.8h**.

22.6.3 Límites a la resistencia de los materiales

22.6.3.1 El valor de $\sqrt{f'_c}$ usado para calcular v_c para cortante en dos direcciones no deben exceder 100 lb./pulg.²

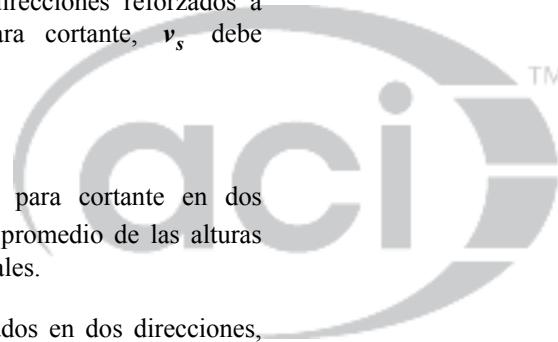
22.6.3.2 El valor de f_{yt} usado para calcular v_s no debe exceder los límites dados en 20.2.2.4.

22.6.4 Secciones críticas para miembros en dos direcciones

22.6.4.1 — Para cortante en dos direcciones, cada una de las secciones críticas que se investiga debe estar localizada de modo que su perímetro b_o sea un mínimo y no hay necesidad de

COMENTARIO

R22.6.1.4 El perímetro de la sección crítica b_o se define en 22.6.4.



R22.6.3 Límites a la resistencia de los materiales

R22.6.3.1 Existe un número limitado de datos de ensayos de resistencia a cortante en dos direcciones en losas de concreto de alta resistencia. En tanto se obtenga mayor experiencia con losas en dos direcciones construidas con concretos de resistencias mayores a 10,000 lb./pulg², es prudente limitar $\sqrt{f'_c}$ a 100 lb./pulg² en los cálculos de resistencia al cortante.

R22.6.3.2 El límite superior de 60,000 lb./pulg.² en el valor de f_{yt} usado en diseño tiene como intención controlar la fisuración.

R22.6.4 Secciones críticas para miembros en dos direcciones — La sección crítica para cortante en losas en dos direcciones sometidas a flexión sigue el perímetro del borde de la zona cargada (Joint ACI-ASCE Committee 326 1962). Para losas en dos direcciones, el área cargada incluye

REGLAMENTO

localizarla a una distancia menor a $d/2$ de las secciones críticas descritas en (a) y (b):

- (a) Los bordes o las esquinas de las columnas, cargas concentradas o áreas de reacción
- (b) Los cambios de espesor de la losa o zapatas, tales como los bordes de capiteles, ábacos, o descolgados para cortante.

22.6.4.1.1 Para columnas cuadradas o rectangulares, cargas concentradas o áreas de reacción, se permite calcular las secciones críticas para cortante en dos direcciones de acuerdo con 22.6.4.1(a) y (b) suponiendo lados rectos.

22.6.4.1.2 En las secciones críticas para cortante en dos direcciones de acuerdo con 22.6.4.1(a) y (b) se permite considerar las columnas o pedestales de forma circular o de polígono regular como una columna cuadrada de área equivalente.

22.6.4.2 Para miembros en dos direcciones reforzados con pernos con cabeza como refuerzo a cortante o estribos de una o varias ramas, se debe considerar una sección crítica con perímetro b_o ubicada a $d/2$ fuera de la línea periférica más externa del refuerzo a cortante. La forma de esta sección crítica debe ser un polígono seleccionado para minimizar b_o .

COMENTARIO

columnas, cargas concentradas y áreas de reacción. Se considera una sección crítica idealizada localizada a una distancia $d/2$ de la periferia de la carga concentrada.

Para losas de espesor uniforme es suficiente verificar el cortante en una sección. Para losas con cambios en el espesor o con refuerzo a cortante es necesario verificar el cortante en varias secciones como se define en 22.6.4.1(a) y (b) y 22.6.4.2.

Para columnas cercanas a un borde o una esquina, el perímetro crítico puede ser extendido al borde de la losa.

R22.6.4.2 En miembros en dos direcciones con estribos o pernos con cabeza para cortante, se requiere determinar los esfuerzos cortantes en el concreto en una sección crítica localizada $d/2$ más allá del lugar donde se descontinúa el refuerzo a cortante. El esfuerzo cortante calculado en esta sección no debe exceder los límites dados en las expresiones (b) y (d) de la Tabla 22.6.6.1. La forma de esta sección crítica localizada lo más afuera debe corresponder al menor valor de b_o mostrado en las Fig. R22.6.4.2(a), (b) y (c). Debe tenerse en cuenta que estas figuras muestran losas reforzadas con estribos. La forma de la sección crítica localizada lo más afuera es similar para losas con pernos con cabeza para cortante. Las secciones críticas cuadradas o rectangulares descritas en 22.6.4.1.1 no resultan en un valor mínimo de b_o para los casos mostrados en estas figuras. Se requiere revisar otras secciones críticas localizadas a una distancia $d/2$ más allá de cualquier punto donde ocurran variaciones del refuerzo a cortante, tales como cambios en su tamaño, espaciamiento o configuración.

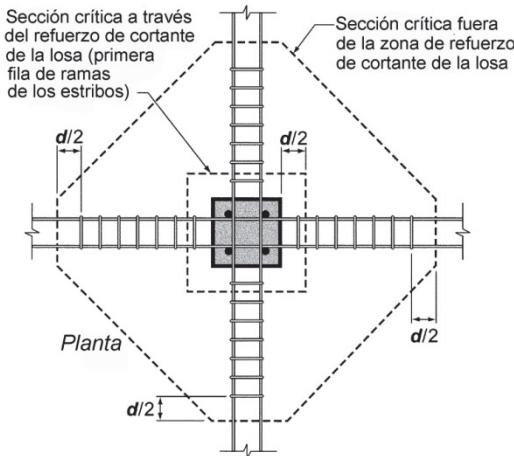


Fig. R22.6.4.2(a) — Secciones críticas para cortante en dos direcciones en losas con refuerzo a cortante en columnas interiores

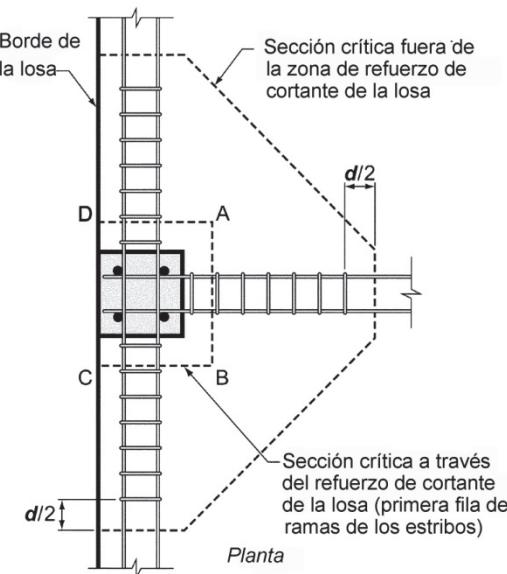
REGLAMENTO**COMENTARIO**

Fig. R22.6.4.2(b) — Secciones críticas para cortante en dos direcciones en losas con refuerzo a cortante en columnas de borde

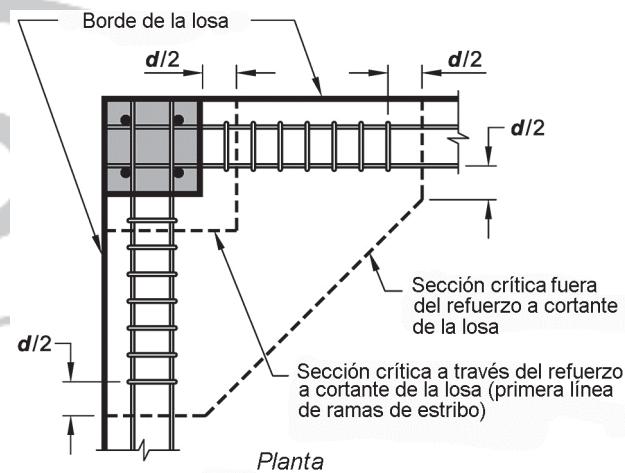


Fig. R22.6.4.2(c) — Secciones críticas para cortante en dos direcciones en losas con refuerzo a cortante en columnas de esquina

22.6.4.3 Cuando las aberturas de las losas están situadas dentro de las franjas de columnas o a una distancia menor a **10h** de una zona de carga concentrada o de reacción, la porción de b_o encerrada por las líneas rectas que se proyectan desde el centroide de la columna, carga concentrada o área de reacción tangentes a los bordes de las aberturas debe considerarse como inefectiva.

R22.6.4.3 Las disposiciones de diseño de aberturas en losas (y zapatas) se desarrollaron en la Joint ACI-ASCE Committee 326 (1962). En la Fig. R22.6.4.3, 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. Investigaciones (Joint ACI-ASCE Committee 426 1974) han confirmado que estas disposiciones son conservadoras.

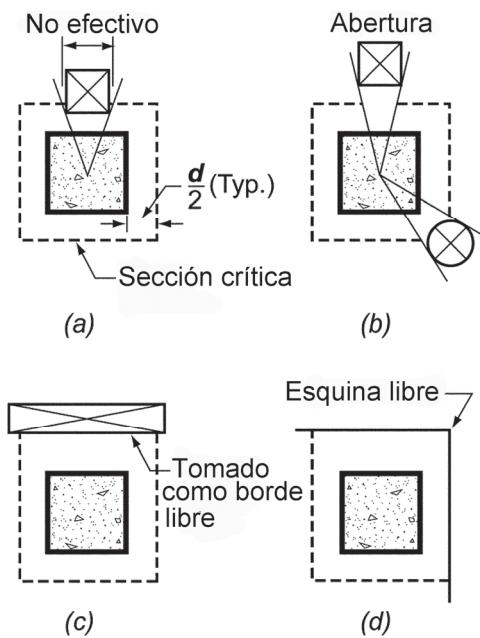
REGLAMENTO**COMENTARIO**

Fig. R22.6.4.3 — Efecto de aberturas en la losa y extremos libres (las líneas discontinuas muestran el perímetro efectivo)

22.6.5 Resistencia a cortante en dos direcciones proporcionada por el concreto

22.6.5.1 Para miembros en dos direcciones no preesforzados, v_c debe calcularse de acuerdo con 22.6.5.2. Para miembros en dos direcciones preesforzados, v_c debe calcularse de acuerdo con (a) o (b):

- (a) 22.6.5.2.
- (b) 22.6.5.5, si se cumple con las condiciones de 22.6.5.4.

22.6.5.2 v_c debe calcularse de acuerdo con la Tabla 22.6.5.2.

Tabla 22.6.5.2 — Cálculo de v_c para cortante en dos direcciones

v_c		
El menor de (a), (b) y (c):	$4\lambda\sqrt{f'_c}$	(a)
	$\left(2 + \frac{4}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'_c}$	(b)
	$\left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda\sqrt{f'_c}$	(c)

Nota: β es la relación del lado largo al lado corto de la sección de la columna, carga concentrada o área de reacción, y α_s está dada en 22.6.5.3.

R22.6.5 Resistencia a cortante en dos direcciones proporcionada por el concreto

R22.6.5.2 Para columnas cuadradas, el esfuerzo cortante contribuido por el concreto para resistencia nominal a cortante en dos direcciones en losas sometidas a flexión en dos direcciones está limitado a $4\lambda\sqrt{f'_c}$. No obstante, ensayos (Joint ACI-ASCE Committee 426 1974) han indicado que el valor de $4\lambda\sqrt{f'_c}$ no es conservador cuando la relación β 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 de cortante en la sección crítica a la falla de cortante por punzonamiento varía desde un máximo de aproximadamente $4\lambda\sqrt{f'_c}$ alrededor de las esquinas de una columna o un área cargada, hasta $2\lambda\sqrt{f'_c}$ o menos a lo largo de los lados entre las dos secciones extremas. Otros ensayos (Vanderbilt 1972) indican que v_c disminuye a medida que se incrementa la relación b_o/d . Las expresiones (b) y (c) de la Tabla R22.6.5.2 fueron desarrolladas para tomar en cuenta estos dos efectos.

Para formas distintas de las rectangulares, β se toma como la relación entre la dimensión más larga del área cargada y la mayor dimensión del área cargada medida

REGLAMENTO

COMENTARIO

perpendicularmente a la primera, tal como se ilustra para un área de reacción en forma de “L” en la Fig. R22.6.5.2. El área efectiva cargada es aquella que encierra totalmente el área cargada real, y para la cual el perímetro es mínimo.

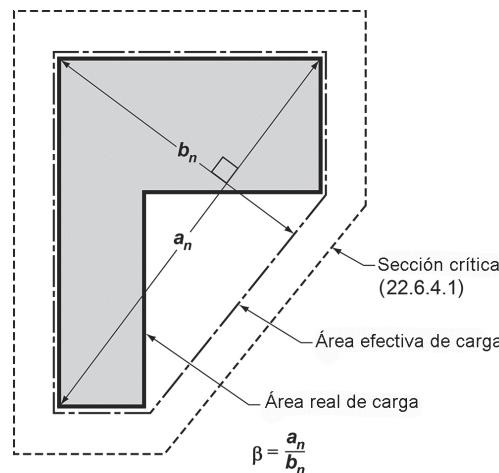


Fig. R22.6.5.2 — Valores de β para un área de carga no rectangular.

22.6.5.3 El valor de α_s es 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas en esquina.

22

22.6.5.4 Para miembros preeforzados en dos direcciones, v_c debe calcularse usando 22.6.5.5, siempre que se cumplan (a) hasta (c).

- (a) Se coloca refuerzo adherido de acuerdo con 8.6.2.3 y 8.7.5.3.
- (b) Ninguna porción de la sección transversal de la columna está más cerca de un borde discontinuo que 4 veces el espesor de la losa h .
- (c) El preeforzado efectivo f_{pe} en cada dirección no es menor de 125 lb./pulg.².

R22.6.5.3 Los términos “columnas interiores”, “columnas de borde”, o “columnas de esquina” en este requisito se refieren a las secciones críticas con 4, 3 ó 2 lados, respectivamente.

R22.6.5.4 Para miembros preeforzados en dos direcciones, se especifica una forma modificada de las expresiones (b) y (c) de la Tabla 22.6.5.2. Investigaciones (Joint ACI-ASCE Committee 426 2005; Burns and Hemakom 1977) indican que la resistencia a cortante de las losas preeforzadas en dos direcciones alrededor de columnas interiores puede predecirse conservadoramente por medio de las expresiones en 22.6.5.5, donde v_c corresponde a una falla por tracción diagonal del concreto que se inicia en la sección crítica definida en 22.6.4.1. Este modo de falla difiere de una falla a cortante por punzonamiento alrededor del perímetro del área cargada de una losa no preeforzada calculado usando la expresión (b) de la Tabla 22.6.5.2. Consecuentemente, las expresiones en 22.6.5.5 difieren de las de las losas no preeforzadas. Los valores para $\sqrt{f'_c}$ y f_{pe} están restringidos en diseño debido a los limitados datos de ensayos de que se dispone para valores más altos. Al calcular f_{pe} , debe tenerse en cuenta la pérdida de preeforzado debida a restricciones de la losa causadas por muros de cortante y otros miembros estructurales.

22.6.5.5 Para miembros preeforzados en dos direcciones que cumplen con 22.6.5.4, se permite calcular v_c como el menor de (a) y (b):

$$(a) v_c = 3.5\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pe} + \frac{V_p}{b_o d} \quad (22.6.5.5a)$$

REGLAMENTO**COMENTARIO**

$$(b) v_c = \left(1.5 + \frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f'_c} + 0.3 f_{pc} + \frac{V_p}{b_o d} \quad (22.6.5.5b)$$

donde α_s se encuentra definido en 22.6.5.3, el valor de f_{pc} es el promedio de los f_{pc} en las dos direcciones y no debe ser mayor que 500 lb./pulg.², V_p es la componente vertical de todas las fuerzas efectivas de preesforzado que cruzan la sección crítica, y el valor $\sqrt{f'_c}$ no debe exceder 70 lb./pulg.².

22.6.6 Cortante máximo para miembros en dos direcciones con refuerzo a cortante

22.6.6.1 Para miembros en dos direcciones con refuerzo a cortante, el valor de v_c calculado en las secciones críticas no debe exceder los valores de la Tabla 22.6.6.1.

Tabla 22.6.6.1 — v_c máximo para miembros en dos direcciones con refuerzo a cortante

Tipo de refuerzo a cortante	v_c máximo en las secciones críticas definidas en 22.6.4.1	v_c máximo en las secciones críticas definidas en 22.6.4.2
Estríbos	$2\lambda\sqrt{f'_c}$	(a)
Pernos con cabeza para cortante	$3\lambda\sqrt{f'_c}$	(c)

22.6.6.2 Para miembros en dos direcciones con refuerzo a cortante, los valores de v_u calculados en las secciones críticas no deben exceder los valores de la Tabla 22.6.6.2.

Tabla 22.6.6.2 — v_u máximo para miembros en dos direcciones con refuerzo a cortante

Tipo de refuerzo a cortante	v_u máximo en las secciones críticas definidas en 22.6.4.1
Estríbos	$\phi 6\sqrt{f'_c}$
Perno con cabeza para cortante	$\phi 8\sqrt{f'_c}$

22.6.7 Resistencia a cortante en dos direcciones proporcionada por estríbos con una o varias ramas

22.6.7.1 Se permite emplear refuerzo a cortante consistente en estríbos fabricados con barras o alambres, con una o varias ramas, en losas y zapatas, que cumplan con (a) y (b):

- (a) d es por lo menos 6 pulg.
- (b) d es al menos igual a $16d_b$, donde d_b es el diámetro de la barra o alambre de los estríbos

22.6.7.2 Para miembros en dos direcciones con estríbos, v_s debe calcularse como:

$$v_s = \frac{A_v f_{yt}}{b_o s} \quad (22.6.7.2)$$

R22.6.6 Cortante máximo para miembros en dos direcciones con refuerzo a cortante — Las secciones críticas de los miembros en dos direcciones con refuerzo a cortante se definen en 22.6.4.1 para las secciones adyacentes a columnas, cargas concentradas o áreas de reacción, y en 22.6.4.2 para las secciones ubicadas más allá de la línea periférica más alejada de estribos o pernos con cabeza para cortante. Los valores máximos de v_c para esas secciones críticas se encuentran en la Tabla 22.6.6.1. Los valores límite de v_u para las secciones críticas definidas en 22.6.4.2 se encuentran en la Tabla 22.6.6.2.

El valor máximo de v_c y el valor límite de v_u en la sección crítica más interna (definida en 22.6.4.1) son más altos cuando se proporciona como refuerzo pernos con cabeza para cortante que cuando se proporcionan estríbos (véase R12.7.7). Los valores máximos de v_c en las secciones críticas definidas en 22.6.4.2 más allá de la línea periférica más alejada del refuerzo a cortante son independientes del tipo de refuerzo proporcionado para cortante.

R22.6.7 Resistencia a cortante en dos direcciones proporcionada por estríbos con una o varias ramas

R22.6.7.2 Debido a que en este capítulo se usan esfuerzos cortantes para describir el cortante en dos direcciones, la resistencia a cortante proporcionada por el refuerzo transversal se promedia sobre el área de la sección transversal de la sección crítica.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

donde A_v es la suma del área de todas las ramas del refuerzo en una línea periférica que sea geométricamente similar al perímetro de la sección de la columna y s es el espaciamiento de las líneas periféricas del refuerzo de cortante medido en dirección perpendicular a la cara de la columna.

22.6.8 Resistencia a cortante en dos direcciones proporcionado por pernos con cabeza

22.6.8.1 Se permite el uso de pernos con cabeza para cortante como refuerzo a cortante en losas y zapatas siempre y cuando la colocación y geometría del perno con cabeza cumpla con 8.7.7.

22.6.8.2 Para miembros en dos direcciones con pernos con cabeza para cortante, v_s debe calcularse como:

$$v_s = \frac{A_v f_{yt}}{b_o s} \quad (22.6.8.2)$$

donde A_v es la suma del área de todos los pernos con cabeza a cortante en una línea periférica que sea geométricamente similar al perímetro de la sección de la columna y s es el espaciamiento de las líneas periféricas de pernos con cabeza medido en dirección perpendicular a la cara de la columna.

22

22.6.8.3 Cuando se utilicen pernos con cabeza para cortante, A_v/s debe cumplir con:

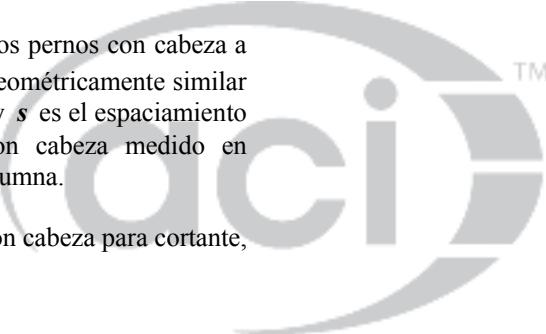
$$\frac{A_v}{s} \geq 2\sqrt{f'_c} \frac{b_o}{f_{yt}} \quad (22.6.8.3)$$

22.6.9 Requisitos para el diseño de miembros en dos direcciones con cabezas de cortante

22.6.9.1 Cada cabeza de cortante debe consistir en perfiles de acero soldados fabricados con soldaduras de penetración completa formando brazos idénticos dispuestos en ángulo recto. Los brazos de las cabezas de cortante no pueden interrumpirse dentro de la sección de la columna.

R22.6.8 Resistencia a cortante en dos direcciones proporcionado por pernos con cabeza — Ensayos (ACI 421.1R) demuestran que los pernos con cabeza para cortante anclados mecánicamente lo más cerca posible de la parte superior e inferior de las losas son efectivos para resistir el cortante por punzonamiento. La sección crítica más allá del refuerzo a cortante, en general tiene una forma poligonal (véase la Fig. R22.6.4.2(c)). Las ecuaciones para calcular los esfuerzos cortantes en estas secciones se dan en ACI 421.1R-08.

R22.6.8.2 Debido a que en este capítulo se usan esfuerzos cortantes para describir el cortante en dos direcciones, la resistencia a cortante proporcionada por el refuerzo transversal se promedia sobre el área de la sección transversal de la sección crítica.



R22.6.9 Requisitos para el diseño de miembros en dos direcciones con cabezas de cortante — Los requisitos de diseño para miembros en dos direcciones no preeforzados, reforzados con cabezas de cortante fueron originalmente desarrollados en términos de fuerzas de cortante (Corley and Hawkins 1968). Este enfoque se mantuvo en esta sección.

R22.6.9.1 Con base en información de datos experimentales reportados (Corley and Hawkins 1968), se definieron los procedimientos de diseño para cabezas de cortante consistentes en perfiles de acero estructural. Para la conexión de columna que transfiere momentos, el diseño de las cabezas de cortante está dado en 22.6.9.11 y 22.6.9.12.

En el diseño de cabezas de cortante para conexiones que transfieren cortante de cargas gravitacionales, debe considerarse lo siguiente. Primero, debe proporcionarse una resistencia mínima a flexión con el objetivo de garantizar que se alcance la resistencia a cortante requerida para la losa antes que se exceda la resistencia a flexión de la cabeza de cortante. Segundo, debe limitarse el esfuerzo cortante en la losa en el extremo de la cabeza de cortante. Tercero, después de

REGLAMENTO**COMENTARIO**

satisfacerse los dos requisitos anteriores, se puede reducir el refuerzo para momento negativo de la losa proporcionalmente a la contribución a momento de la cabeza de cortante en la sección de diseño.

22.6.9.2 La altura de la cabeza de cortante no puede ser mayor que 70 veces el espesor del alma del perfil de acero.

22.6.9.3 Se permite cortar los extremos de los brazos de cada miembro de la cabeza de cortante en ángulos no menores que 30 grados con la horizontal, siempre y cuando el momento plástico resistente, M_p , de la sección variable restante sea adecuado para resistir la fuerza de cortante atribuida a ese brazo de la cabeza de cortante.

22.6.9.4 Todas las alas de comprensión de los perfiles de acero deben localizarse dentro de una distancia $0.3d$ de la superficie en comprensión de la losa.

22.6.9.5 La relación α_v entre la rigidez a flexión de cada brazo de la cabeza de cortante y la rigidez de la sección con un ancho ($c_2 + d$) de la losa compuesta fisurada que la rodea, debe ser al menos 0.15.

22.6.9.6 Para cada brazo de la cabeza de cortante M_p debe cumplir con:

$$M_p \geq \frac{V_u}{2\phi n} \left[h_v + \alpha_v \left(\ell_v - \frac{c_1}{2} \right) \right] \quad (22.6.9.6)$$

donde ϕ es el correspondiente a miembros controlados por tracción, n es el número de brazos y ℓ_v es la longitud mínima de cada brazo de la cabeza de cortante requerida para cumplir con los requisitos de 22.6.9.8 y 22.6.9.10.

R22.6.9.6 La distribución idealizada de cortante supuesta a lo largo de un brazo de la cabeza de cortante en una columna interior se muestra en la Fig. R22.6.9.6. El cortante a lo largo de cada uno de los brazos se toma como $\alpha_v \phi V_c / n$, donde V_c es igual a $v_c b_0 d$ y v_c está definido en 22.6.5.2.

El cortante máximo en la cara de la columna se toma como el cortante total considerado por brazo V_u/n menos el cortante que se considera transferido a la columna por la zona de compresión del concreto de la losa igual a $\phi(V_c/n)(1-\alpha_v)$. El cortante que se considera transferido a la columna por la zona en compresión de la losa se acerca a cero para una cabeza de cortante fuerte y se aproxima a $\phi V_u/n$ cuando se utiliza una cabeza de cortante ligera. La ecuación (22.6.9.6) se obtiene, entonces, de la suposición que ϕV_c es aproximadamente la mitad de la fuerza cortante mayorada V_u . En esta ecuación, M_p es la resistencia a momento plástico requerida en cada brazo de la cabeza de cortante para asegurar que se alcanza V_u en el instante en que se alcanza la resistencia a momento de la cabeza de cortante. La distancia ℓ_v se mide desde el centro de la columna al punto en el cual ya no son necesarias las cabezas de cortante, y la distancia $c_1/2$ es la mitad de la dimensión de la columna en la dirección considerada.

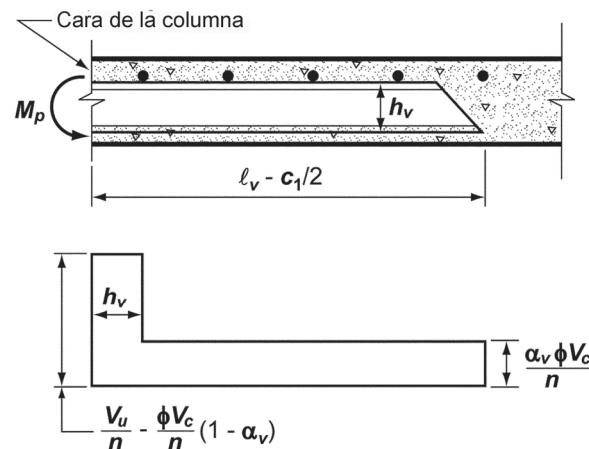
REGLAMENTO**COMENTARIO**

Fig. R22.6.9.6 — Cortante idealizado que actúa en la cabeza de cortante.

22.6.9.7 La resistencia nominal a flexión contribuida a cada franja de columna de la losa por una cabeza de cortante, M_v , debe cumplir con:

$$M_v \leq \frac{\phi\alpha_v V_u}{2n} \left(\ell_v - \frac{c_1}{2} \right) \quad (22.6.9.7)$$

donde ϕ tiene el valor para miembros controlados por tracción.

No obstante, M_v no debe tomarse mayor que el menor de (a), (b) y (c).

22

- (a) El 30 por ciento de M_u en cada franja de columna de la losa.
- (b) La variación de M_u en la franja de columna en la longitud ℓ_v .
- (c) M_u como se define en 22.6.9.6.

22.6.9.8 La sección crítica de la losa para cortante debe ser perpendicular al plano de la losa y debe atravesar cada brazo de la cabeza de cortante a una distancia de $(3/4)[\ell_v - (c_1/2)]$ de la cara de la columna. La sección crítica debe localizarse de tal forma que su perímetro b_o sea mínimo, pero no necesita estar más cerca de $d/2$ de los bordes de la columna que lo soporta.

R22.6.9.7 La contribución a la resistencia a momento de la cabeza de cortante M_v se puede calcular de manera conservadora con la ecuación (22.6.9.7). Esta expresión se basa en la suposición que el máximo cortante en la cara de la columna se desprecia, y que ϕV_c es aproximadamente la mitad de la fuerza cortante mayorada V_u , lo cual es consistente con la suposición utilizada en la deducción de la ecuación (22.6.9.6).TM

R22.6.9.8 Resultados de ensayos (Corley and Hawkins 1968) indican que las losas con cabezas de cortante en las cuales la capacidad de flexión de los brazos de cortante se alcanzó antes de la falla a cortante de la losa, fallan en una sección crítica ubicada en el extremo de la cabeza de cortante, con un esfuerzo cortante menor que $4\sqrt{f'_c}$. Para cabezas de cortante en las cuales la capacidad de flexión de los brazos de la cabeza de cortante no se alcanzó antes de la falla a cortante de la losa, se aumentó la resistencia a cortante hasta aproximadamente el equivalente de $4\sqrt{f'_c}$. Los datos limitados de ensayos que se tienen sugieren que es deseable hacer un diseño conservador. Por consiguiente, la resistencia al cortante se calcula como $4\sqrt{f'_c}$ en una sección crítica supuesta, localizada adentro del extremo de la cabeza de cortante.

La sección crítica se considera a través de los brazos de la cabeza de cortante a tres cuartos de la distancia $[\ell_v - (c_1/2)]$ de la cara de la columna hacia el extremo de la cabeza de cortante. Sin embargo, esta sección crítica supuesta no

REGLAMENTO**COMENTARIO**

necesita tomarse más cerca de $d/2$ de la columna. Véase la Fig.R22.6.9.8.

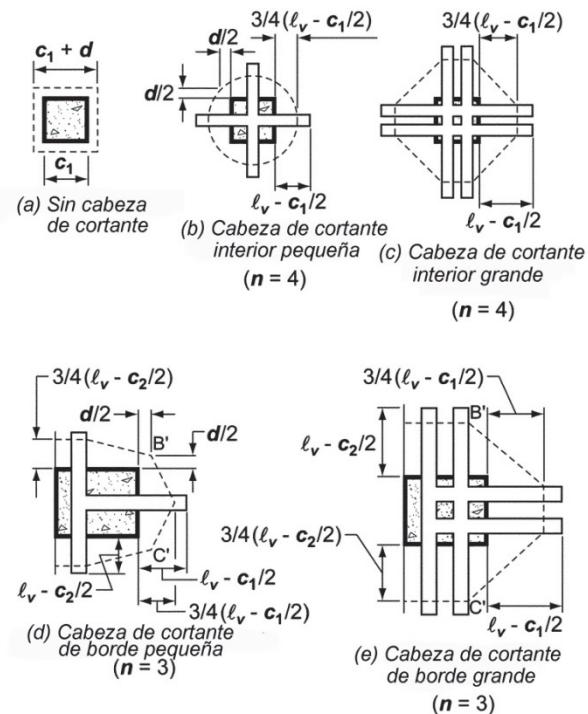


Fig. R22.6.9.8 — Localización de la sección crítica definida en 22.6.9.8.

22

22.6.9.9 Cuando una abertura está localizada dentro de la franja de la columna o a menos de **10h** de una columna en losas con cabeza de cortante, la parte inefectiva de b_o debe ser la mitad de la definida en 22.6.4.3.

22.6.9.10 El esfuerzo a cortante mayorado debido a cargas verticales no debe ser mayor que $\phi 4\sqrt{f'_c}$ en la sección crítica definida en 22.6.9.8 y no se debe considerar mayor que $\phi 7\sqrt{f'_c}$ en la sección crítica más cercana a la columna definida en 22.6.4.1(a).

22.6.9.11 Cuando se considera transferencia de momentos, la cabeza de cortante debe tener el anclaje adecuado para transmitir M_p a la columna.

R22.6.9.10 Si uno o ambos límites del esfuerzo a cortante de estos requisitos son excedidos, la sección de la losa es inadecuada para el cortante mayorado. Cuando el esfuerzo cortante mayorado en la sección crítica definida en 22.6.4.1(a) excede $\phi 7\sqrt{f'_c}$, se requiere aumentar la altura efectiva de la losa o f'_c . Cuando el esfuerzo a cortante mayorado en la sección crítica definida en 22.6.9.8 excede de $\phi 4\sqrt{f'_c}$, se requiere aumentar la resistencia a cortante de la losa, f'_c , o la longitud de la cabeza de cortante.

R22.6.9.11 Ensayos (Hawkins and Corley 1974) indican que las secciones críticas definidas en 22.6.4.1(a) y 22.6.4.4 son apropiadas para el cálculo de los esfuerzos cortantes causados por transferencia de momentos aun cuando se empleen cabezas de cortante. Así, aunque las secciones críticas para cortante directo y para cortante debido a transferencia de momento difieran, coinciden o son muy parecidas en las esquinas de la columna donde se inicien las fallas. Puesto que una cabeza de cortante atrae la mayor parte del cortante, es conservador tomar el esfuerzo máximo de

REGLAMENTO

22.6.9.12 Cuando se considera la transferencia de momentos, la suma de los esfuerzos cortantes mayorados debido a la acción de la carga vertical sobre la sección crítica definida en 22.6.9.8 y los esfuerzos cortantes que resultan del momento mayorado transferido por excentricidad de cortante alrededor del centroide de la sección crítica más cercana a la columna definida en 22.6.4.1(a) no debe exceder de $\phi 4\sqrt{f'_c}$.

22.7 — Resistencia a torsión

COMENTARIO

cortante como la suma de las dos componentes (ambos, cortante directo y cortante debido a la transferencia de momento).

Este requisito exige que el momento M_p sea transferido a la columna en conexiones con cabezas de cortante que transfieren momento. Esto puede hacerse por medio de aplastamiento dentro de la columna o por medio de anclaje mecánico.

R22.7 — Resistencia a torsión

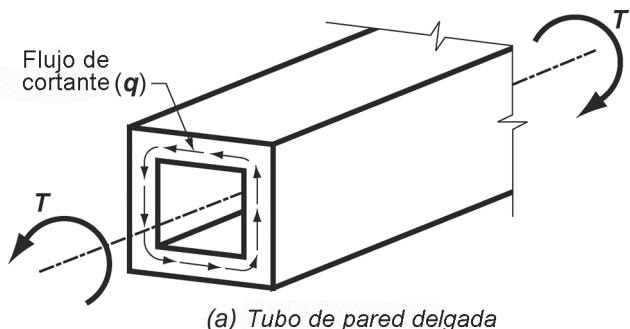
El diseño para torsión en esta sección está basado en la analogía de una cercha espacial para un tubo de pared delgada. Una viga sometida a torsión se idealiza como un tubo de pared delgada en el que se desprecia el núcleo de concreto de la sección transversal de la viga sólida, tal como se muestra en la Fig. R22.7(a). Una vez que la viga de concreto reforzado se ha fisurado en torsión, su resistencia torsional es provista básicamente por estribos cerrados y barras longitudinales ubicados cerca de la superficie del miembro. 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 de la fisuración.

En un tubo cerrado de pared delgada, el producto del esfuerzo cortante τ debido a torsión y del espesor de la pared t en cualquier punto del perímetro se conoce como flujo de cortante, $q = \tau t$. El flujo de cortante q debido a la torsión actúa según se muestra en la Fig. R22.7(a) y es constante en todos los puntos alrededor del perímetro. La trayectoria a lo largo de la cual actúa se extiende alrededor del tubo en la mitad del espesor de la pared. En cualquier punto a lo largo del perímetro del tubo, el esfuerzo cortante debido a la torsión es $\tau = T/(2A_o t)$, donde A_o es el área total encerrada por la trayectoria del flujo de cortante, mostrada achurada en la Fig. R22.7(b), y t es el espesor de la pared en el punto en que se está calculando τ . En un miembro hueco con paredes continuas, A_o incluye el área del hueco.

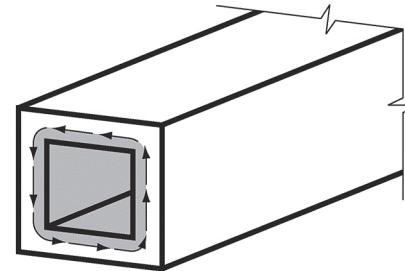
La contribución del concreto a la resistencia a torsión se ignora, de modo que no existe una reducción de la contribución del concreto a la resistencia a cortante en los casos de torsión y cortante combinados. El procedimiento de diseño se deriva y compara con resultados de ensayos en MacGregor and Ghoneim (1995) y Hsu (1997).

REGLAMENTO

COMENTARIO



(a) Tubo de pared delgada



(b) Área encerrada por la trayectoria del flujo de cortante

Fig. R22.7 — (a) Tubo de pared delgada, y (b) área encerrada por la trayectoria del flujo de cortante.

22.7.1 Generalidades

22.7.1.1 Los requisitos de esta sección se aplican a los miembros cuando $T_u \geq \phi T_{th}$, donde ϕ se encuentra definido en el Capítulo 21 y el umbral de torsión, T_{th} , se encuentra definido en 22.7.4. Cuando $T_u < \phi T_{th}$, se permite despreciar los efectos de la torsión.

22.7.1.2 La resistencia nominal a torsión debe calcularse de acuerdo con 22.7.6.

22.7.1.3 Para calcular T_{th} y T_{cr} , λ debe determinarse de acuerdo con 19.2.4.

22.7.2 Límites a la resistencia de los materiales

22.7.2.1 Los valores de $\sqrt{f'_c}$ usados para calcular T_{th} y T_{cr} no deben exceder 100 lb./pulg.².

22.7.2.2 Los valores de f_y y f_{yt} usados en el diseño del refuerzo transversal y longitudinal para torsión no deben exceder los límites establecidos en 20.2.2.4.

22.7.3 Momento torsional mayorado

22.7.3.1 Si $T_u \geq \phi T_{th}$ y se requiere de T_u para mantener el equilibrio, el miembro debe diseñarse para resistir T_u .

R22.7.1 Generalidades

R22.7.1.1 Los momentos a torsión que no exceden el umbral de torsión, T_{th} , no causarán una reducción estructuralmente significativa en la resistencia a flexión y a cortante y pueden ser ignorados.

R22.7.2.1 Debido a la falta de información proveniente de ensayos y de experiencias prácticas con concretos con resistencias a compresión mayores a 10,000 lb./pulg.², el Reglamento impuso un valor máximo de 100 lb./pulg.² para $\sqrt{f'_c}$ en los cálculos de resistencia a torsión.

R22.7.2.2 El limitar los valores de f_y y f_{yt} usados para diseño de refuerzo para torsión a 60,000 lb./pulg.² proporciona un control sobre el ancho de la fisura diagonal.

R22.7.3 Momento torsional mayorado— En el diseño a torsión de estructuras de concreto reforzado se pueden identificar dos condiciones (Collins and Lampert 1973; Hsu and Burton 1974):

REGLAMENTO

22.7.3.2 En una estructura estáticamente indeterminada, donde $T_u \geq \phi T_{th}$ y la reducción de T_u en un miembro puede ocurrir debido a la redistribución de fuerzas internas después de la fisuración por torsión, se permite reducir T_u al valor de ϕT_{cr} , donde la fisuración por torsión, T_{cr} , se encuentra definida en 22.7.5.

22.7.3.3 Cuando T_u se redistribuye de acuerdo con 22.7.3.2, los momentos y cortantes mayorados usados para el diseño de los miembros adyacentes deben estar en equilibrio con la torsión reducida.

COMENTARIO

(a) Los momentos torsionales no pueden ser reducidos por redistribución de las fuerzas internas (22.7.3.1). Esto se identifica como torsión de equilibrio, dado que el momento torsional se requiere para el equilibrio de la estructura. Para esta condición, ilustrada en la Fig. R22.7.3(a), debe colocarse refuerzo a torsión para resistir todo el torque de diseño.

(b) El momento torsional puede ser reducido debido a redistribución de las fuerzas internas después de la fisuración (22.7.3.2) si la torsión proviene del giro del miembro necesario para mantener la compatibilidad de deformaciones. Este tipo de torsión se identifica como torsión de compatibilidad.

Para esta condición, ilustrada en la Fig. R22.7.3(b), la rigidez torsional antes de la fisuración corresponde a la de la sección no fisurada de acuerdo con la teoría de Saint Venant. En el momento de la fisuración torsional, sin embargo, se produce un gran giro bajo un torque esencialmente constante, lo que genera una gran redistribución de fuerzas en la estructura (Collins and Lampert 1973; Hsu and Burton 1974). El torque de fisuración bajo una combinación de cortante, momento y torsión corresponde a un esfuerzo principal de tracción ligeramente inferior al valor de $4\lambda\sqrt{f'_c}$ utilizado en R22.7.5.

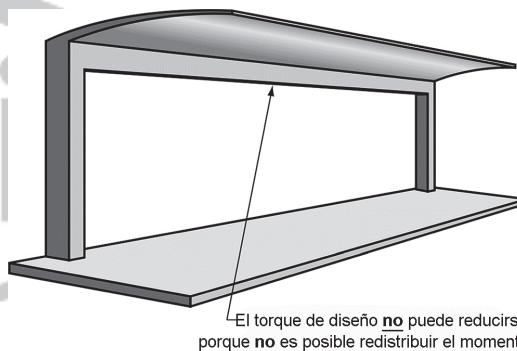


Fig. R22.7.3(a) — El torque de diseño no puede ser reducido (22.7.3.1).

Cuando el momento torsional excede el torque de fisuración (22.7.3.2), se puede suponer que se ha producido un momento torsional mayorado máximo igual al torque de fisuración en las secciones críticas cerca de las caras de los apoyos. Este límite ha sido establecido para controlar el ancho de las fisuras de torsión.

La Sección 22.7.3.2 se aplica a condiciones regulares y típicas de estructuración. En soluciones estructurales que imponen rotaciones torsionales significativas dentro de una longitud limitada del miembro, como grandes torsiones ubicadas cerca de una columna rígida, o una columna que rota en direcciones inversas debido a otras cargas, es recomendable realizar un análisis más detallado.

Cuando el momento torsional mayorado obtenido a partir de un análisis elástico basado en las propiedades de la sección no fisurada se encuentra entre los valores entre ϕT_{th} y ϕT_{cr} , el refuerzo por torsión debe diseñarse para resistir los momentos torsionales calculados.

REGLAMENTO

COMENTARIO

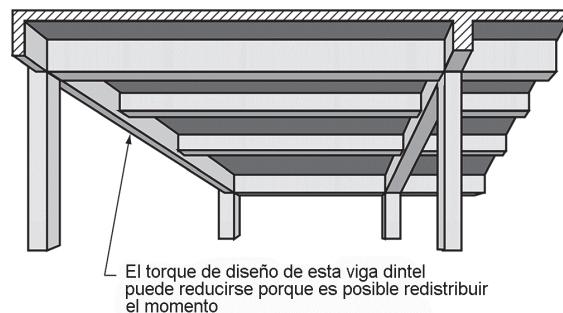


Fig. R22.7.3(b) — El torque de diseño puede ser reducido (22.7.3.2).

22.7.4 Umbral de torsión

22.7.4.1 El umbral de torsión, T_{th} , debe calcularse de acuerdo con la Tabla 22.7.4.1(a) para las secciones transversales sólidas y con la Tabla 22.7.4.1(b) para las secciones transversales huecas, donde N_u es positivo para compresión y negativo para tensión.

Tabla 22.7.4.1(a) — Umbral de torsión para secciones transversales sólidas

Tipo de miembro	T_{th}	
Miembros no preeforzados	$\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)$	(a)
Miembros preeforzados	$\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{f_{pc}}{4\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(b)
Miembros no preeforzados sometidos a tracción axial	$\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{4A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(c)

Tabla 22.7.4.1(b) — Umbral de torsión para secciones transversales huecas

Tipo de miembro	T_{th}	
Miembros no preeforzados	$\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{p_{cp}}\right)$	(a)
Miembros preeforzados	$\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{f_{pc}}{4\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(b)
Miembros no preeforzados sometidos a tracción axial	$\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{4A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(c)

22.7.5 Torsión de fisuración

22.7.5.1 La torsión de fisuración, T_{cr} , debe calcularse de acuerdo con la Tabla 22.7.5.1 para secciones sólidas y secciones transversales huecas, donde N_u es positivo para compresión y negativo para tensión.

R22.7.4 Umbral de torsión — El umbral de torsión se define como un cuarto del torque de fisuración, T_{cr} . Para secciones sólidas, la interacción entre la torsión de fisuración y el cortante por fisuración inclinada es aproximadamente circular o elíptica. Para una relación de este tipo, un umbral de momento torsional de T_{th} , como se usa en 22.7.4.1, corresponde a una reducción de menos del 5 por ciento en el cortante por fisuración inclinada, que se considera despreciable.

Para torsión, una sección hueca se define como aquella que posee uno o más vacíos longitudinales, como una viga cajón de celda simple o múltiple. Los vacíos longitudinales pequeños, como ductos de postensado no inyectados que resultan con una relación $A_g/A_{cp} \geq 0.95$, pueden ser ignorados al calcular T_{th} . La interacción entre la fisuración por torsión y la fisuración por cortante para las secciones huecas se supone que varía desde una relación elíptica para los miembros con vacíos pequeños hasta una relación lineal para las secciones de muros delgados con grandes vacíos. Para una interacción lineal, un torque de T_{th} provoca una reducción en el cortante por fisuración inclinada de alrededor del 25 por ciento, que se estimó excesiva. Por lo tanto, las expresiones para T_{th} para las secciones fueron multiplicadas por el factor $(A_g/A_{cp})^2$. Ensayos de vigas sólidas y huecas (Hsu 1968) indican que el torque de fisuración de una sección hueca es aproximadamente (A_g/A_{cp}) veces el torque de fisuración de una sección sólida con las mismas dimensiones externas. El multiplicador adicional de (A_g/A_{cp}) refleja la transición desde la interacción circular entre las cargas de fisuración inclinada por cortante y las cargas de fisuración inclinada por torsión para los miembros sólidos, hasta la interacción aproximadamente lineal para el caso de las secciones huecas de pared delgada.

R22.7.5 Torsión de fisuración — El momento de fisuración bajo torsión pura, T_{cr} , se deriva de reemplazar la sección real por un tubo de pared delgada equivalente con un espesor de pared, t , antes de la fisuración 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 la fisuración se produce cuando el esfuerzo

REGLAMENTO

Tabla 22.7.5.1 — Torsión de fisuración

Tipo de miembro	T_{cr}	
Miembros no preeforzados	$4\lambda\sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$	(a)
Miembros preeforzados	$4\lambda\sqrt{f'_c} \left(\frac{A_g^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{4\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(b)
Miembros no preeforzados sometidos a fuerza axial	$4\lambda\sqrt{f'_c} \left(\frac{A_g^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{4A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(c)

COMENTARIO

principal de tracción alcanza el valor $4\lambda\sqrt{f'_c}$. El esfuerzo en la fisuración $4\lambda\sqrt{f'_c}$ se ha tomado intencionalmente como una frontera inferior. En una viga no preeforzada, resistiendo solamente torsión, el esfuerzo principal de tracción es igual al esfuerzo cortante por torsión, $\tau = T/2A_o t$. Así, la fisuración se produce cuando τ alcanza el valor de $4\lambda\sqrt{f'_c}$, dejando el torque de fisuración T_{cr} como está definido en la expresión (a) de la Tabla 22.7.5.1.

En miembros preeforzados, la carga de fisuración por torsión se incrementa por el preeforzado dado en la expresión (b) de la Tabla 22.7.5.1. Un análisis usando el círculo de Mohr basado en los esfuerzos promedio, muestra que el torque requerido para producir un esfuerzo principal de tracción igual a $4\lambda\sqrt{f'_c}$ es $\sqrt{1 + f_{pc}/(4\lambda\sqrt{f'_c})}$ veces el torque correspondiente a una viga no preeforzada. Se hizo una modificación similar en el literal (c) de la Tabla 22.7.5.1 para miembros sometidos a carga axial y torsión.

Cuando el momento torsional excede ϕT_{cr} en una estructura estáticamente indeterminada, se puede suponer que se ha producido un momento torsional mayorado máximo igual a ϕT_{cr} en las secciones críticas cerca de las caras de los apoyos. Este límite ha sido establecido para controlar el ancho de las fisuras por torsión. El reemplazo de A_{cp} por A_g como se hace en los cálculos de T_{th} para las secciones huecas en 22.7.4.1 no es aplicable aquí. Así, el torque después de la redistribución es mayor y, en consecuencia, más conservador.

22.7.6 Resistencia a torsión

22.7.6.1 Para miembros preeforzados y no preeforzados, T_n debe ser el menor de (a) y (b):

$$(a) T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s} \cot \theta \quad (22.7.6.1a)$$

$$(b) T_n = \frac{2A_o A_\ell f_{yt}}{p_h} \cot \theta \quad (22.7.6.1b)$$

donde A_o debe determinarse por análisis y θ no debe tomarse menor a 30 grados ni mayor que 60 grados. A_t es el área de una rama de estribo cerrado que resiste torsión; A_ℓ es el área de refuerzo longitudinal que resiste torsión, y p_h es el perímetro del estribo cerrado colocado más afuera en la sección.

R22.7.6 Resistencia a torsión — La resistencia a torsión ϕT_n de diseño debe ser igual o mayor que la torsión T_u debida a las cargas mayoradas. Para el cálculo de T_u , se supone que todo el torque es resistido por los estribos y el acero longitudinal sin contribución del concreto a la resistencia a torsión. Al mismo tiempo, la resistencia nominal a cortante del concreto, V_c , se supone que no cambia por la presencia de torsión.

R22.7.6.1 La ecuación (22.7.6.1a) está basada en la analogía de la cercha espacial mostrada en la Fig. R22.7.6.1(a) con diagonales de compresión a un ángulo θ , suponiendo que el concreto no soporta tracción y que el refuerzo fluye. Después del desarrollo de la fisuración por torsión, la resistencia torsional proviene principalmente de los estribos cerrados, el refuerzo longitudinal y las diagonales de compresión. El concreto fuera de estos estribos es relativamente inefectivo. Por esta razón A_o , el área encerrada por la trayectoria del flujo de cortante alrededor del perímetro del tubo, se define después de la fisuración en términos de A_{oh} , el área encerrada por el eje del refuerzo transversal exterior para torsión.

El flujo de cortante q en las paredes del tubo, discutido en el R22.7, puede ser descompuesto en las fuerzas de cortante V_1 a V_4 que actúan en los lados individuales del tubo o cercha espacial, como se muestra en la Fig.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

R22.7.6.1(a).

Tal como lo muestra la Fig. R22.7.6.1(b), en una pared dada del tubo, el flujo de cortante V_i es resistido por una componente de compresión diagonal, $D_i = V_i / \operatorname{sen} \theta$, en el concreto. Se necesita de una fuerza axial de tracción, $N_i = V_i (\cot \theta)$ en el refuerzo longitudinal para completar la descomposición de V_i .

Debido a que el flujo de cortante causado por 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 colocarse un refuerzo longitudinal con una capacidad $A_{\ell} f_y$ para resistir la suma de las fuerzas, N_i , $\sum N_i$, actuando en todas las paredes del tubo.

En la deducción de la ecuación (22.7.6.1b), 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 .

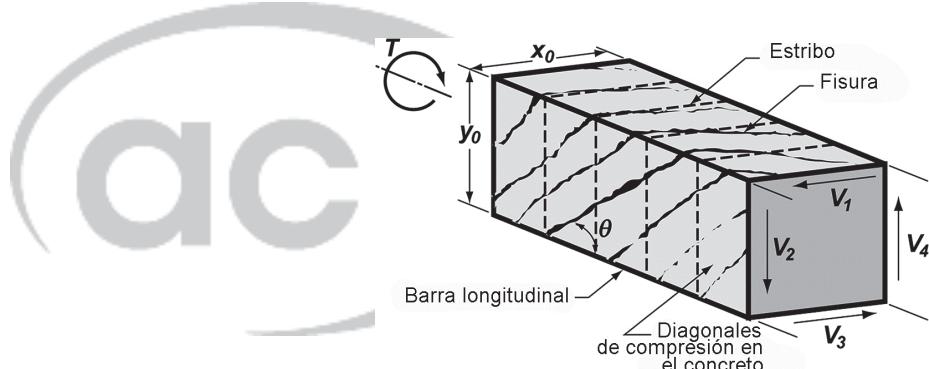


Fig. R22.7.6.1(a) — Analogía de la cerca espacial.

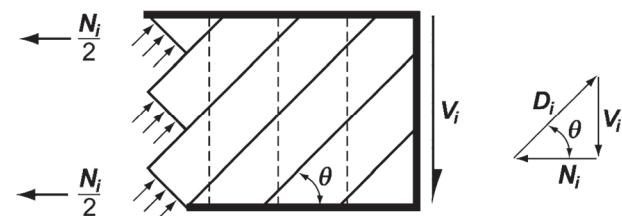


Fig. R22.7.6.1(b) — Descomposición de la fuerza cortante V_i en una fuerza de compresión D_i y una fuerza de tracción axial N_i en una de las paredes del tubo.

22.7.6.1.1 En las ecuaciones (22.7.6.1a) y (22.7.6.1b), se permite tomar A_o igual a **0.85A_{oh}**.

R22.7.6.1.1 El área A_{oh} se muestra en la Fig. R22.7.6.1.1 para diferentes secciones transversales. En secciones en forma de I, T, o L, A_{oh} se toma como el área encerrada por las ramas más externas de los estribos entrecruzados.

REGLAMENTO

COMENTARIO

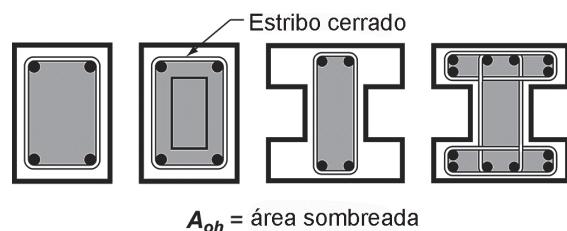


Fig. R22.7.6.1.1 — Definición de A_{oh} .

22.7.6.1.2 En las ecuaciones (22.7.6.1a) y (22.7.6.1b), se permite tomar θ igual a (a) o (b):

- (a) 45 grados en miembros no preeforzados o miembros con $A_{ps}f_{se} < 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$.
- (b) 37.5 grados para miembros preeforzados con $A_{ps}f_{se} \geq 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$

22.7.7 Límites para secciones transversales

22.7.7.1 Las dimensiones de la sección transversal deben ser tales que se cumpla (a) o (b):

- (a) en secciones sólidas:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 8\sqrt{f'_c} \right) \quad (22.7.7.1a)$$

- (b) en secciones huecas:

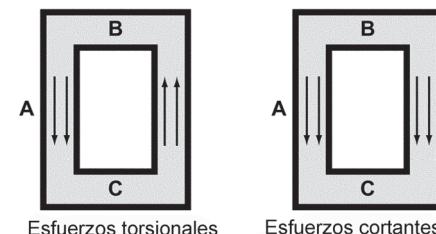
$$\left(\frac{V_u}{b_w d}\right) + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2}\right) \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 8\sqrt{f'_c} \right) \quad (22.7.7.1b)$$

R22.7.6.1.2 El ángulo θ puede ser obtenido por análisis (Hsu 1990) o puede tomarse igual a los valores dados en 22.7.6.1.2(a) o (b). El mismo valor de θ debe ser usado tanto en la ecuación (22.7.6.1a) como en la ecuación (22.7.6.1b). A medida que θ disminuye, la cantidad de estribos requerida por la ecuación (22.7.6.1a) disminuye. Al mismo tiempo la cantidad de acero longitudinal requerido por la ecuación (22.7.6.1b) aumenta.

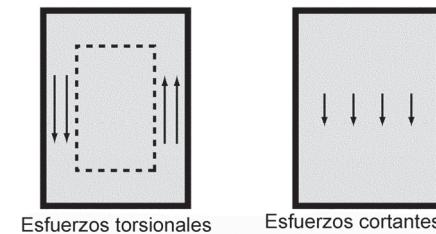
22.7.7 Límites para secciones transversales

R22.7.7.1 El tamaño de una sección transversal se limita por dos razones, primero para reducir la fisuración imperceptible, y segundo para prevenir el aplastamiento de la superficie de concreto debido al esfuerzo inclinado de compresión producido por el cortante y la torsión. En las ecuaciones (22.7.7.1a) y (22.7.7.1b), los dos términos en el lado izquierdo corresponden a los esfuerzos cortantes debidos a cortante y a torsión. La suma de estos dos esfuerzos no puede ser mayor que el esfuerzo que produce la fisuración por cortante más $8\sqrt{f'_c}$, similar a la resistencia límite dada en 22.5.1.2 para cortante sin torsión. El límite está expresado en términos de V_c para permitir su uso para concreto preeforzado y no preeforzado. Fue deducido inicialmente sobre la base del control de fisuración. No es necesario verificar el aplastamiento del alma dado que se produce con esfuerzos cortantes mayores.

En una sección hueca, los esfuerzos cortantes debidos a cortante y a torsión se producen ambos en las paredes del cajón como se muestra en la Fig. 22.7.7.1(a), y por lo tanto se pueden sumar directamente en el punto A, como se hace en la ecuación (22.7.7.1b). En una sección sólida los esfuerzos cortantes debidos a torsión actúan en la sección “tubular” exterior, mientras que los esfuerzos cortantes debidos a V_u se reparten a través del ancho de la sección como se muestra en la Fig. R22.7.7.1(b). Por esta razón los esfuerzos se combinan en la ecuación (22.7.7.1a) usando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados en vez de la suma directa.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

(a) Sección hueca



(b) Sección sólida

Fig. R22.7.7.1 — Adición de los esfuerzos cortantes y torsionales.

22.7.7.1.1 Para miembros preesforzados, no hay necesidad de tomar el valor de d usado en 22.7.7.1 menor que **0.8h**.

R22.7.7.1.1 — A pesar de que el valor de d puede variar a lo largo de la luz en una viga preesforzada, estudios (MacGregor and Hanson 1969) han indicado que, para miembros de concreto preesforzados, no hay necesidad de tomar d menor de **0.8h**. Las vigas estudiadas tenían refuerzo preesforzado recto o barras de refuerzo en la parte inferior de la sección y estribos que abrazaban el refuerzo longitudinal.

22.7.7.1.2 Si el espesor de la pared varía a lo largo del perímetro de una sección hueca, la ecuación (22.7.7.1b) debe ser evaluada en la ubicación en donde el término

$$\left(\frac{V_u}{b_w d} \right) + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2} \right)$$

sea máximo.

22.7.7.2 Para secciones huecas donde el espesor de la pared es menor que A_{oh}/p_h , el término $(T_u p_h / 1.7 A_{oh}^2)$ en la ecuación (22.7.7.1b) debe ser tomado como $(T_u / 1.7 A_{oh} t)$, donde t es el espesor de la pared de la sección hueca en la ubicación donde se están verificando los esfuerzos.

R22.7.7.1.2 Generalmente, el máximo esfuerzo torsional ocurre en la pared en la cual los esfuerzos cortantes y de torsión son aditivos [Punto A en la Fig. R22.7.7.1(a)]. Si las alas superior o inferior son más delgadas que las almas, puede ser necesario evaluar la ecuación (22.7.7.1b) en los puntos B y C de la Fig. R22.7.7.1(a). En estos puntos, los esfuerzos debidos al cortante son normalmente despreciables.

22.8 — Aplastamiento**22.8.1 Generalidades**

22.8.1.1 La sección 22.8 debe aplicarse al cálculo de los esfuerzos de aplastamiento en miembros de concreto.

22.8.1.2 Los requisitos para aplastamiento en 22.8 no aplican a las zonas de anclajes de postensado o modelos puntal-tensor.

22.8 — Aplastamiento**22.8.1 Generalidades**

R22.8.1.2 Debido a que las zonas de anclaje postensadas en general se diseñan de acuerdo con 25.9, las disposiciones en 22.8 para resistencia al aplastamiento no son aplicables.

REGLAMENTO**COMENTARIO****22.8.2 Resistencia requerida**

22.8.2.1 La fuerza mayorada de compresión transferida a través de aplastamiento debe calcularse de acuerdo con las combinaciones de mayoración de carga definidas en el Capítulo 5 y los procedimientos de análisis del Capítulo 6.

22.8.3 Resistencia de diseño

22.8.3.1 La Resistencia de diseño al aplastamiento debe cumplir con:

$$\phi B_n \geq B_u \quad (22.8.3.1)$$

para cada combinación de mayoración de carga aplicable.

22.8.3.2 La Resistencia nominal al aplastamiento, B_n , debe calcularse de acuerdo con la Tabla 22.8.3.2, donde A_1 corresponde a la zona cargada y A_2 es el área de la base inferior de mayor tronco de pirámide, cono, o cuñas contenida totalmente dentro del apoyo y que tiene su base superior igual al área cargada. Los lados de la pirámide, cono o cuña deben tener una inclinación de 1 vertical a 2 horizontal.

Tabla 22.8.3.2 — Resistencia nominal al aplastamiento

Geometría del área de apoyo	B_n		
La superficie de apoyo es más ancha en todos los lados que el área cargada	El menor de (a) y (b)	$\sqrt{A_2/A_1} (0.85 f'_c A_g)$	(a)
		$2(0.85 f'_c A_1)$	(b)
Otros casos	$0.85 f'_c A_1$		(c)

R22.8.2 Resistencia requerida

R22.8.3.2 El esfuerzo por aplastamiento permisible de $0.85 f'_c$ está basado en los resultados de ensayos que se describen en Hawkins (1968). Cuando el área de apoyo sea más ancha en todos sus lados que el área cargada, el concreto 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 miembro de apoyo, la cual muy probablemente estará controlada por requisitos para punzonamiento de 22.6.

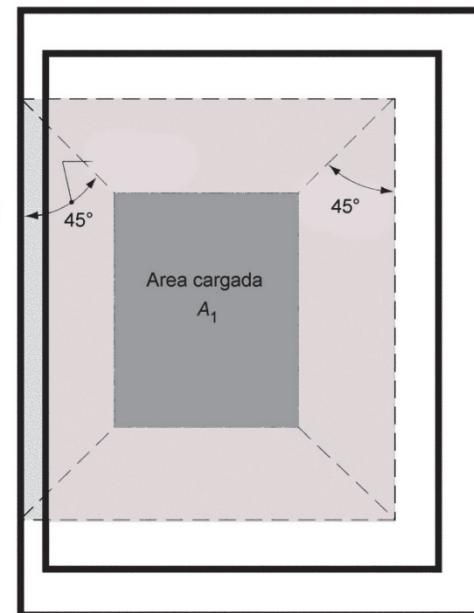
A_1 constituye el área cargada, pero no debe ser mayor que la platina de apoyo o que el área de la sección transversal de apoyo.

Cuando la parte superior del apoyo este inclinada o escalonada se pueden obtener ventajas del hecho de que el miembro de apoyo es mayor que el área cargada, siempre que dicho miembro no se incline en un ángulo demasiado grande. La Fig. R22.8.3.2 ilustra la aplicación de un tronco de pirámide para encontrar A_2 en un apoyo donde se transfiere carga vertical.

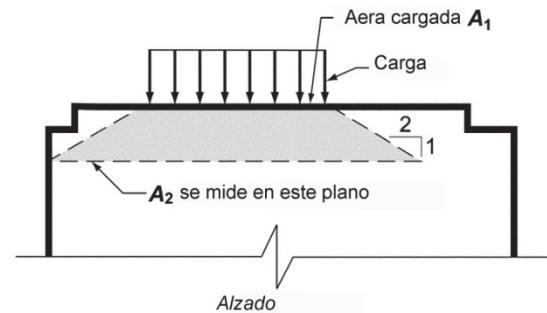
Se debe proveer una resistencia al aplastamiento adecuada en los casos en los cuales la fuerza de compresión que se transfiere actúa en una dirección que no es normal a la superficie de apoyo. Para esos casos, esta sección aplica para la componente normal y la componente tangencial debe ser transferida por otros métodos, tales como tornillos de anclaje o pernos.

El tronco de 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 tiene lados más inclinados. Sin embargo, el tronco de pirámide descrito tiene poca pendiente en las caras laterales para asegurar que existe concreto adosado rodeando la zona de altos esfuerzos en el área de aplastamiento.

Cuando ocurren fuerzas de tracción en el plano del apoyo, puede ser deseable reducir el esfuerzo permisible al aplastamiento, o proporcionar refuerzo de confinemento, o ambos. En *PCI Design Handbook* se dan pautas para concreto preesforzado y prefabricado (PCI MNL 120).

REGLAMENTO**COMENTARIO**

Planta



22

Fig. R22.8.3.2 — Aplicación de la pirámide para determinar en apoyos escalonados o inclinados.

22.9 — Cortante por fricción**22.9.1 Generalidades**

22.9.1.1 Esta sección aplica donde sea apropiado considerar transferencia de cortante a través de cualquier plano dado, como puede ser una fisura existente o potencial, una interfaz entre materiales diferentes, o una interfaz entre dos concretos construidos en tiempos diferentes.

R22.9 — Cortante por fricción**R22.9.1 Generalidades**

R22.9.1.1 El propósito de esta sección es proveer un método de diseño para tener en cuenta posibles fallas por deslizamiento de cortante en un plano. Estas situaciones incluyen un plano formado por una fisura en concreto monolítico, una interfaz entre concreto y acero, y una interfaz entre concretos construidos en tiempos diferentes (Birkeland and Birkeland 1966; Mattock and Hawkins 1972).

A pesar de que el concreto no fisurado es relativamente resistente bajo cortante directo, siempre existe la posibilidad de que se presente fisuración en una localización desfavorable. El concepto de cortante por fricción supone que esta fisura se va a formar y que el refuerzo se coloca a través de la fisura para resistir el desplazamiento relativo que se presente en la fisura. Cuando el cortante actúa a lo largo de la fisura, una cara de la fisura se resbala con respecto a la otra. Si las caras de la fisura están rugosas o son irregulares, el resbalamiento induce una separación de sus caras. Al nivel de resistencia nominal, la separación que se presenta es suficiente para que se presente tracción en el refuerzo que atraviesa la fisura llevándolo hasta su resistencia especificada

REGLAMENTO

22.9.1.2 El área requerida de refuerzo para cortante por fricción a través del plano de cortante supuesto, A_{vf} , debe calcularse de acuerdo con 22.9.4. Alternativamente, se pueden utilizar métodos de diseño de transferencia de cortante que resulten en predicciones de la resistencia que estén substancialmente de acuerdo con los resultados de ensayos de amplio alcance.

22.9.1.3 El valor de f_y usado para calcular V_n por cortante por fricción no debe exceder el límite dado en 20.2.2.4.

22.9.1.4 La preparación de la superficie del plano supuesto en diseño debe especificarse en los documentos de construcción.

22

22.9.2 Resistencia requerida

22.9.2.1 Las fuerzas mayoradas que se transfieren a través del plano de cortante supuesto deben calcularse de acuerdo con las combinaciones de mayoración de carga definidas en el Capítulo 5 y los procedimientos de análisis dados en el Capítulo 6.

22.9.3 Resistencia de diseño

22.9.3.1 La resistencia de diseño para el cortante transferido a través del plano supuesto de cortante debe cumplir con:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (22.9.3.1)$$

para cada combinación de mayoración de carga aplicable.

22.9.4 Resistencia nominal a cortante

22.9.4.1 El valor de V_n que se transfiere a través del plano de cortante supuesto debe calcularse de acuerdo con 22.9.4.2 ó 22.9.4.3. V_n no debe exceder el valor calculado de acuerdo con 22.9.4.4.

22.9.4.2 Si el refuerzo de cortante por fricción es perpendicular al plano de cortante, la resistencia nominal a cortante a través del plano de cortante supuesto debe calcularse por medio de:

COMENTARIO

a la fluencia. El refuerzo en tracción produce una fuerza de sujeción, $A_{vf} f_y$, como una abrazadera que tiende a presionar las caras de la fisura, con el cortante aplicado siendo resistido por la resistencia al cortante de los resaltos de las caras de la fisura y por efecto de espigo del refuerzo que la atraviesa. El uso exitoso de estos requisitos depende de la selección apropiada de la fisura supuesta (PCI MNL 120; Birkeland and Birkeland 1966).

R22.9.1.2 La relación entre la resistencia al cortante transferido y el refuerzo a cortante que atraviesa el plano de la fisura puede expresarse de diferentes formas. La ecuaciones (22.9.4.2) y (22.9.4.3) se basan en el modelo de cortante por fricción y proveen un estimado conservador de la capacidad de transferencia de cortante.

Otras relaciones que den estimados más precisos de la capacidad de transferencia de cortante pueden ser utilizadas bajo los requisitos de esta sección. En el PCI Design Handbook (PCI MNL 120), Mattock et al. (1976b), and Mattock (1974) se presentan ejemplos de estos procedimientos.

R22.9.1.4 Para concreto colocado contra concreto endurecido o acero estructural, 26.5.6.1 requiere que el profesional facultado para diseñar especifique la preparación de la superficie en los documentos de construcción.

R22.9.4 Resistencia nominal a cortante

R22.9.4.2 El área requerida para el refuerzo de cortante por fricción, A_{vf} , se calcula usando:

REGLAMENTO

$$V_n = \mu A_{vf} f_y \quad (22.9.4.2)$$

donde A_{vf} es el área del refuerzo que atraviesa el plano de cortante supuesto con el fin de resistir el cortante y μ es el coeficiente de fricción de acuerdo con la Tabla 22.9.4.2.

Tabla 22.9.4.2 — Coeficientes de fricción

Estado de la superficie de contacto	Coeficiente de fricción μ [1]	
Concreto construido monóliticamente	1.4 λ	(a)
Concreto colocado contra concreto endurecido que está limpio, libre de lechada, e intencionalmente rugoso con una amplitud total de aproximadamente 1/4 de pulg.	1.0 λ	(b)
Concreto colocado contra concreto endurecido que está limpio, libre de lechada, y que no se hizo intencionalmente rugoso	0.6 λ	(c)
Concreto construido contra acero estructural que está tal como fue laminado, sin pintar, y con el cortante transferido a través de la superficie de contacto por medio de pernos con cabeza o por medio de barras o alambres corrugados soldados.	0.7 λ	(d)

[1] $\lambda = 1.0$ para concreto de peso normal, $\lambda = 0.75$ para concreto totalmente ligero. En los otros casos, λ se debe calcular con base en las proporciones volumétricas de agregado de peso normal y ligero como se indica en 19.2.4, pero no debe exceder 0.85.

22.9.4.3 Si el refuerzo de cortante por fricción está inclinado con respecto al plano de cortante, y la fuerza cortante induce tracción en el refuerzo de cortante por fricción, la resistencia nominal a cortante transferido a través del plano de cortante supuesto debe calcularse con:

$$V_n = A_{vf} f_y (\mu \sin\alpha + \cos\alpha) \quad (22.9.4.3)$$

donde α es el ángulo entre el refuerzo de cortante por fricción y el plano supuesto de cortante, y μ es el coeficiente de fricción de acuerdo con la Tabla 22.9.4.2.

COMENTARIO

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi f_y \mu} \quad (R22.9.4.2)$$

El límite superior de la resistencia a cortante que se obtiene usando la ecuación (22.9.4.2) está dado en 22.9.4.4.

En el método de cálculo de cortante por fricción se supone que toda la resistencia a cortante se debe a la fricción entre las caras de la fisura. Por lo tanto, se necesita utilizar valores artificialmente altos del coeficiente de fricción en la ecuación de resistencia de cortante por fricción de tal manera que la resistencia a cortante calculada esté razonablemente de acuerdo con los resultados de los ensayos.

Para concreto colocado contra concreto endurecido que no se ha hecho rugoso de acuerdo con 22.9.4.2, la resistencia a cortante se debe principalmente al efecto de espiga del refuerzo. Resultados de ensayos (Mattock 1977) indican que el valor reducido de $\mu = 0.6\lambda$ especificado para este caso es apropiado.

Para concreto colocado contra acero estructural que está tal como fue laminado, el refuerzo para transferencia de cortante puede ser de barras de refuerzo o pernos con cabeza. El diseño de conectores de cortante para acción compuesta del concreto de la losa y las vigas de acero estructural no está cubierto por estos requisitos. El AISC 360 contiene requisitos de diseño para estos sistemas.

R22.9.4.3 En la Fig. R22.9.4.3 se muestra refuerzo de cortante por fricción inclinado (Mattock 1974), donde α es el ángulo agudo entre la barra y el plano de cortante. La ecuación (22.9.4.3) aplica únicamente cuando la componente de la fuerza cortante paralela al refuerzo produce tracción en el refuerzo y la componente de la fuerza paralela al plano de cortante resiste parte del cortante, como se muestra en la Fig. R22.9.4.3(a).

Si el refuerzo de cortante por fricción está tan inclinado que la componente de la fuerza cortante paralela al refuerzo produce compresión en él, como se muestra en la Fig. R22.9.4.3(b), el procedimiento de cortante por fricción no es aplicable ($V_n = 0$).

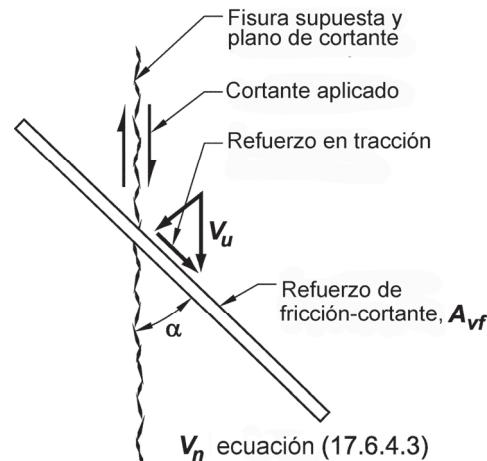


Fig. R22.9.4.3(a) — Tracción en el refuerzo de cortante por fricción

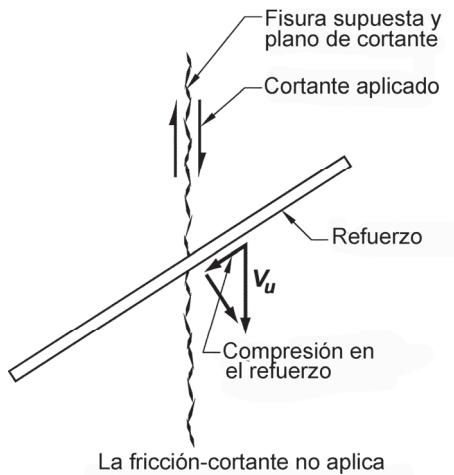
REGLAMENTO**COMENTARIO**

Fig. R22.9.4.3(b) — Compresión en el refuerzo de cortante por fricción

22.9.4.4 El valor de V_n a través del plano de cortante supuesto no debe exceder los límites de la Tabla 22.9.4.4. Cuando se coloque concreto de diferentes resistencias el uno contra el otro, el menor valor de f'_c debe utilizarse en la Tabla 22.9.4.4.

R22.9.4.4 El límite superior de la resistencia a cortante por fricción es necesario debido a que las ecuaciones (22.9.4.2) y (22.9.4.3) pueden ser no conservadoras en algunos casos (Kahn and Mitchell 2002; Mattock 2001).

Tabla 22.9.4.4. — V_n máximo a través del plano de cortante supuesto

Condición	Máximo V_n	
Concreto de peso normal construido monóliticamente o colocado contra concreto endurecido e intencionalmente rugoso con una amplitud total de 1/4 de pulg.	El menor de (a), (b), y (c)	0.2 $f'_c A_c$ (a)
		(480 + 0.08 f'_c) A_c (b)
		1600 A_c (c)
Otros casos	El menor de (d) y (e)	0.2 $f'_c A_c$ (d) 800 A_c (e)

22.9.4.5 La compresión neta permanente a través del plano de cortante se puede añadir a $A_{vf} f_y$, la fuerza en el refuerzo de cortante por fricción, para calcular el A_{vf} requerido.

R22.9.4.5 Este requisito se apoya en datos de ensayos (Mattock and Hawkins 1972) y debe ser utilizado para reducir la cantidad de refuerzo de cortante por fricción requerido solo cuando la fuerza de compresión que actúa a través del plano de cortante es permanente.

22.9.4.6 El área de refuerzo requerido para resistir la tracción neta mayorada a través del plano supuesto de cortante debe sumarse al área de refuerzo requerido por cortante por fricción que atraviese el plano de cortante supuesto.

R22.9.4.6 La tracción a través del plano de cortante puede ser causada por restricción a las deformaciones debida a variación de temperatura, flujo plástico o retracción.

Cuando un momento actúa en el plano de cortante, las fuerzas de tracción y compresión están en equilibrio y no cambian la compresión resultante $A_{vf} f_y$ que actúa a través del plano de cortante o la resistencia a cortante por fricción. Por lo tanto, no es necesario colocar refuerzo adicional para resistir los esfuerzos de tracción causados por la flexión, a menos que el refuerzo requerido por la tracción causada por la flexión exceda la cantidad de refuerzo requerido por la transferencia de cortante en la zona de tracción por flexión (Mattock et al. 1975).

REGLAMENTO**COMENTARIO****22.9.5 Detallado del refuerzo para cortante por fricción**

22.9.5.1 El refuerzo que atraviese el plano de cortante para cumplir con 22.9.4 debe anclarse para desarrollar a ambos lados del plano de cortante.

R22.9.5 Detallado del refuerzo para cortante por fricción

R22.9.5.1 Si no actúa ningún momento a través del plano de cortante, el refuerzo debe distribuirse uniformemente a través de éste para minimizar los anchos de fisura. Si un momento actúa a través del plano de cortante, el refuerzo de transferencia de cortante debe colocarse primordialmente en la zona de tracción por flexión.

El anclaje se puede desarrollar por adherencia, por medio de un anclaje mecánico o por medio de espigas roscadas en insertos con rosca. Las limitaciones de espacio muchas veces obliga a usar dispositivos de anclaje mecánico. Para el anclaje de pernos con cabeza en el concreto, véase el PCI Design Handbook para concreto prefabricado y preesforzado (PCI MNL 120).

El anclaje del refuerzo para cortante por fricción debe actuar en conjunto con el refuerzo principal, pues de otra forma una fisura potencial puede producirse y pasar por entre el refuerzo de cortante por fricción y el cuerpo de concreto. Este requisito aplica particularmente a pernos con cabeza soldados utilizados en combinación con insertos de acero.



NOTAS



REGLAMENTO**COMENTARIO****CAPÍTULO 23 — MODELOS PUNTAL-TENSOR****23.1 — Alcance**

23.1.1 Este capítulo se aplica al diseño de miembros de concreto estructural, o regiones de estos miembros, donde la carga o discontinuidad geométrica provoca una distribución no lineal de la deformación unitaria dentro de la sección transversal.

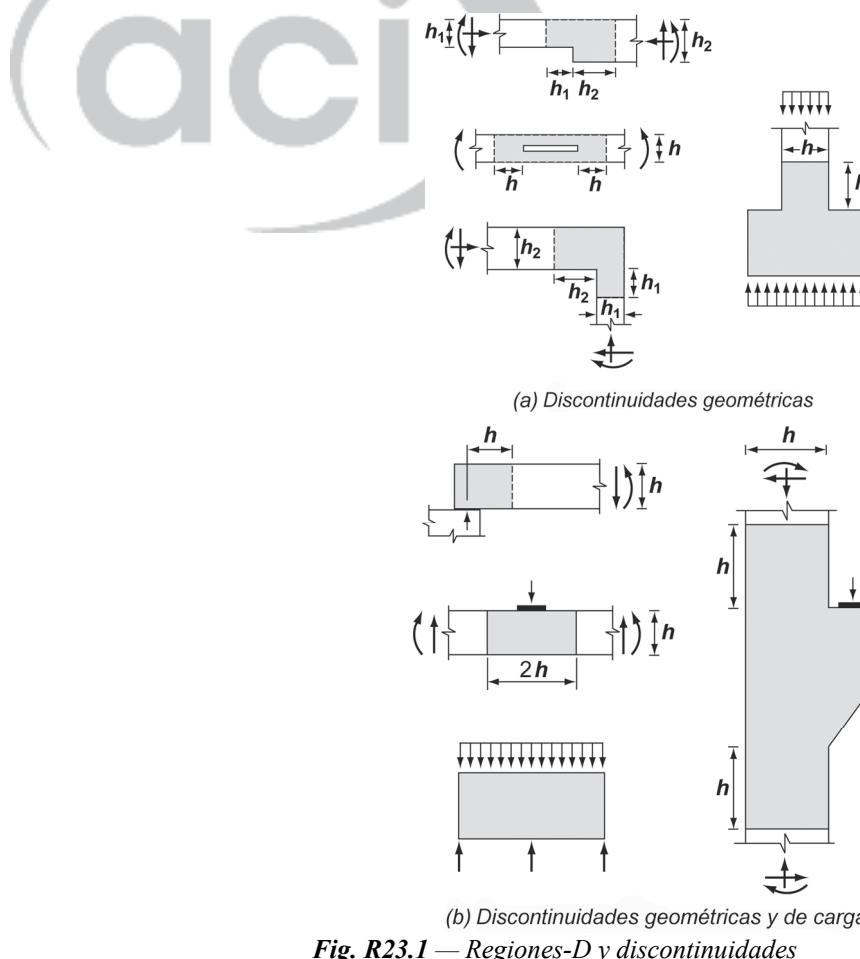
23.1.2 Cualquier miembro de concreto estructural, o región de discontinuidad en el miembro, se puede diseñar modelando el miembro o región como una cercha idealizada de acuerdo con los requisitos de este capítulo.

R23 — MODELOS PUNTAL-TENSOR**R23.1 — Alcance**

Una discontinuidad en la distribución de esfuerzos se produce en un cambio de geometría de un elemento estructural o en una carga o reacción concentrada. El principio de Saint Venant señala que los esfuerzos debidos a cargas axiales y flexión se acercan a una distribución lineal a una distancia aproximadamente igual a la altura total del elemento, h , lejos de la discontinuidad. Por esta razón, se supone que las discontinuidades se extienden una distancia h medida desde la sección donde se produce la carga o el cambio de geometría.

Las zonas sombreadas en la Fig. R23.1(a) y (b) muestran las discontinuidades geométricas típicas en Regiones-D (Schlaich et al. 1987). La suposición que las secciones planas permanecen planas presentada en 9.2.1 no es aplicable en estas regiones. En general, cualquier parte de un miembro localizada por fuera de una Región-D se denomina una Región-B donde la suposición de secciones planas permaneciendo planas de la teoría de flexión puede ser aplicada. El método de diseño de puntal-tensor, como se describe en este capítulo, se basa en la suposición que las Regiones-D pueden analizarse y diseñarse utilizando una cercha hipotética con uniones articuladas compuesta por patales y tensores conectados en los nodos.

23

**Fig. R23.1 — Regiones-D y discontinuidades**

REGLAMENTO**23.2 — Generalidades**

23.2.1 El modelo puntal-tensor consiste en puntales y tensores conectados en zonas nodales para formar una cercha idealizada.

COMENTARIO**R23.2 — Generalidades**

R23.2.1 En la cercha idealizada, los puntales son los elementos de compresión, los tensores son los elementos a tracción y los nodos son las uniones de la cercha. Los detalles del uso de los modelos puntal-tensor se encuentran en Schlaich et al. (1987), Collins and Mitchell (1991), MacGregor (1997), FIP (1999), Menn (1986), Muttoni et al. (1997), y ACI 445R. En las publicaciones ACI SP-208 (Reineck 2002) y ACI SP-273 (Reineck and Novak 2010) se dan ejemplos de diseño de modelos puntal-tensor. El proceso de diseño de un modelo puntal-tensor para resistir las fuerzas impuestas que actúan sobre y dentro de una Región-D se denomina método del puntal-tensor y consta de los siguientes cuatro pasos:

- (1) Definir y aislar cada Región-D;
- (2) Calcular las fuerzas resultantes en las fronteras de cada Región-D;
- (3) Seleccionar un modelo y calcular las fuerzas resultantes en los puntales y tensores para transferir estas fuerzas resultantes a través de la Región-D. Los ejes de los puntales y tensores se seleccionan para que coincidan aproximadamente con los ejes de los campos de compresión y de tracción, respectivamente.
- (4) Diseñar los puntales, tensores y zonas nodales de tal manera que tengan resistencia suficiente. Los anchos efectivos de los puntales y zonas nodales se determinan considerando las resistencias efectivas del concreto definidas en 23.4.3 y 23.9.2. Se diseña refuerzo para los tensores considerando las resistencias del acero definidas en 23.7.2. El refuerzo debe anclarse en o más allá de las zonas nodales.

Los componentes de un modelo puntal-tensor de una viga alta simplemente apoyada sobre la que actúa una carga concentrada se presentan en la Fig. R23.2.1. Las dimensiones de la sección transversal de un puntal o tensor se designan espesor y ancho y ambos son perpendiculares al eje del puntal o tensor. El espesor es perpendicular al plano del modelo tensor-puntal y el ancho está contenido dentro del plano del modelo puntal-tensor. Un tensor consiste en refuerzo preesforzado o no preesforzado más una porción del concreto que lo circunda concéntrica con el eje del tensor. El concreto que lo circunda se incluye para definir la zona donde deben anclarse las fuerzas de los puntales. El concreto de un tensor no se usa para resistir la fuerza axial del tensor. Aunque no se considera de manera explícita en el diseño, el concreto circundante reducirá las elongaciones del tensor, especialmente bajo cargas de servicio.

REGLAMENTO

COMENTARIO

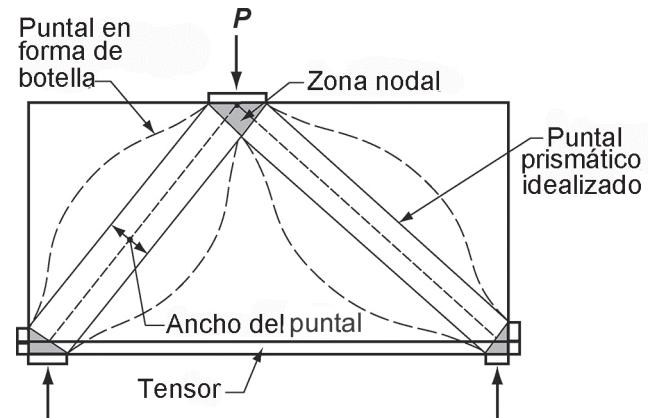


Fig. 23.2.1 — Descripción del modelo puntal-tensor

23.2.2 Para determinar la geometría de la cercha idealizada, se deben considerar las dimensiones de los puntales, tensores, zonas nodales, áreas de reacción y apoyos.

R23.2.2 Los puntales, tensores y zonas nodales que conforman el modelo puntal-tensor tienen todos anchos finitos los cuales debe tenerse en cuenta al seleccionar las dimensiones de la cercha. Las Figuras R23.2.2(a) y (b) muestran un nodo y su zona nodal correspondiente. Las fuerzas verticales y horizontales equilibran la fuerza en el puntal inclinado.

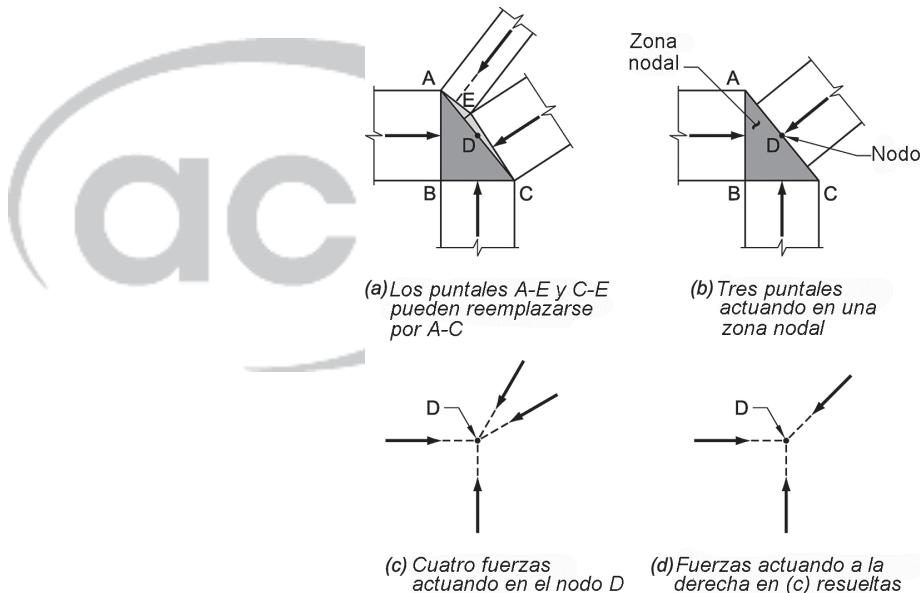


Fig. R23.2.2 — Resolución de las fuerzas en una zona nodal

Si más de tres fuerzas actúan en una zona nodal, en una estructura en dos dimensiones, como se aprecia en la Fig. R23.2.2(a), generalmente se sugiere resolver algunas de las fuerzas en una sola resultante de tal manera que se cuente solo con tres fuerzas que se intersectan. Las fuerzas de los puntales que actúan sobre las caras A-E y C-E en la Fig. R23.2.2(a) pueden ser reemplazadas por una sola fuerza que actúa sobre la cara A-C, como se muestra en la Fig. R23.2.2(b). Esta fuerza pasa a través del nodo D.

Alternativamente, el modelo puntal-tensor puede ser analizado suponiendo que las fuerzas de los puntales actúan a través del nodo D, como se muestra en la Fig. R23.2.2(c). En este caso, las fuerzas en los dos puntales del lado derecho del nodo D pueden ser resueltas en una sola fuerza que actúe a

REGLAMENTO

COMENTARIO

través del nodo D, como se aprecia en la Fig. R23.2.2(d).

Si el ancho del apoyo en la dirección perpendicular al elemento es menor que el ancho del elemento, se puede requerir refuerzo transversal para evitar la falla por hendimiento vertical en el plano del nodo. Esto puede ser modelado usando un modelo puntal-tensor transversal.

23.2.3 Los modelos puntal-tensor deben ser capaces de transferir todas las cargas mayoradas a los apoyos o Regiones-B adyacentes.

R23.2.3 Los modelos puntal-tensor representan la frontera inferior de los estados límites de resistencia. El Reglamento no exige una cantidad mínima de refuerzo distribuido en las Regiones-D, diseñadas de acuerdo con este Capítulo, pero si lo hace para las vigas altas en 9.9.3.1 y para las ménsulas y cartelas en 16.5.5. El uso de refuerzo distribuido para tipos similares de Regiones-D mejora el desempeño en servicio. Las deflexiones de las vigas altas o elementos similares puede estimarse suponiendo propiedades elásticas para los puentes y tensores. Además, el ancho de las fisuras en un tensor puede controlarse usando los requisitos de 24.3.2, suponiendo que el tensor está embebido en un prisma de concreto correspondiente al área del tensor definido en R23.8.1.

23.2.4 Las fuerzas internas en el modelo puntal-tensor deben estar en equilibrio con las cargas aplicadas y las reacciones.

23.2.5 Se permite que los tensores atraviesen los puentes y otros tensores.

23.2.6 Los puentes deben cruzarse o superponerse sólo en los nodos.

R23.2.6 Por definición, una zona nodal hidrostática presenta esfuerzos iguales en las caras cargadas y estas caras son perpendiculares al eje de los puentes y tensores que actúan en el nodo. Este tipo de nodo se considera una zona nodal hidrostática porque los esfuerzos en el plano son iguales en todas direcciones. Estrictamente hablando, esta terminología es incorrecta porque los esfuerzos en el plano no son iguales a los esfuerzos fuera del plano.

La parte (i) de la Fig. R23.2.6(a) muestra una zona nodal C-C-C. Si los esfuerzos en las caras de la zona nodal son iguales en los tres puentes, la relación de las longitudes de los lados de la zona nodal, $w_{n1} : w_{n2} : w_{n3}$, tiene las mismas proporciones que las tres fuerzas $C_1 : C_2 : C_3$.

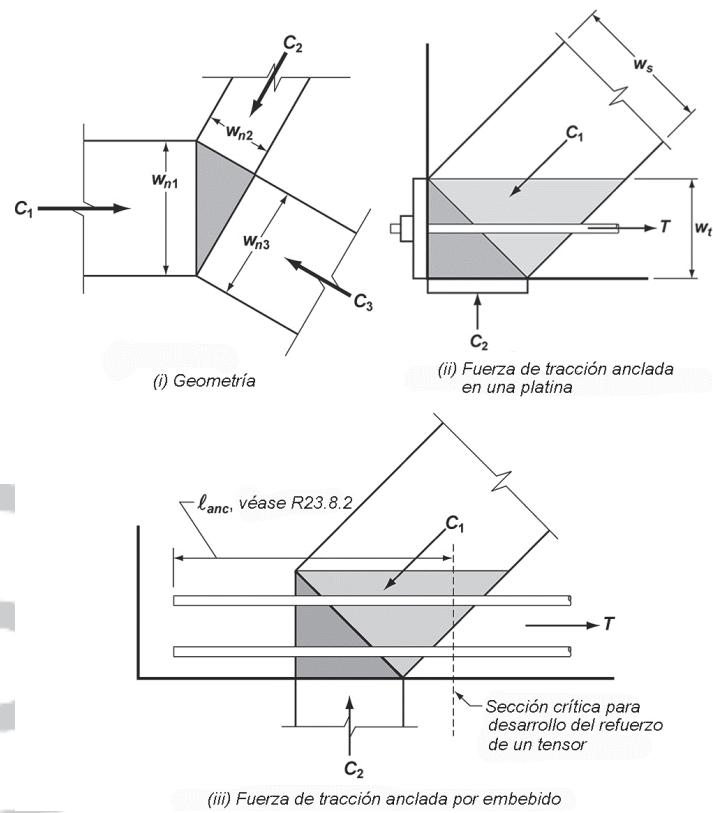
Una zona nodal C-C-T puede ser representada como una zona nodal hidrostática si se supone que el tensor se extiende a través del nodo para ser anclado mediante una platina en el lado extremo del nodo, como lo muestra la parte (ii) de la Fig. R23.2.6(a), siempre y cuando el tamaño de la platina lleve a esfuerzos de aplastamiento iguales a los esfuerzos en los puentes. La platina de apoyo del lado izquierdo de la parte (ii) de la Fig. R23.2.6(a) corresponde a un anclaje de tensor real. La fuerza del tensor puede ser anclada a una platina o por medio de elementos embebidos tales como barras rectas [parte (iii) de la Fig. R23.2.6(a)], barras con cabeza o con gancho.

Las áreas sombreadas en gris claro en la parte (ii) de la Fig. R23.2.6(a) corresponden a zonas natales extendidas. Una zona nodal extendida es aquella parte de un miembro circunscrita por la intersección del ancho efectivo del puntal, w_s , y el ancho efectivo del tensor, w_t .

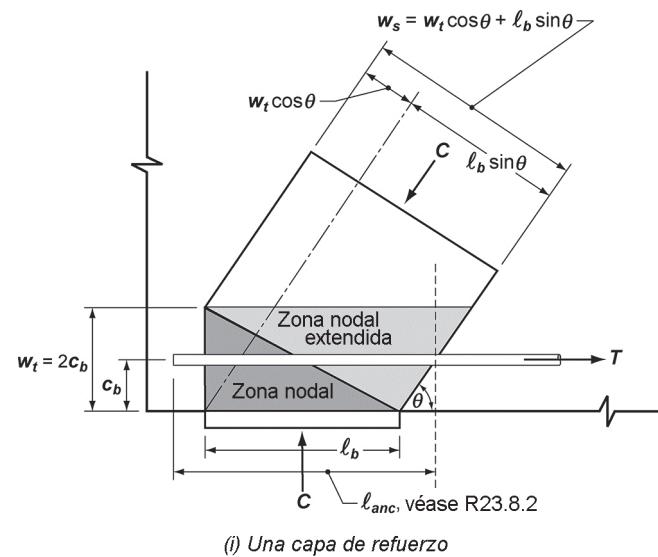
REGLAMENTO

COMENTARIO

Para cumplir con equilibrio en el modelo puntal-tensor, deben actuar al menos tres fuerzas en cada nodo, como se aprecia en la Fig.R23.2.6(c). Los nodos se clasifican de acuerdo con los signos de estas fuerzas. Un nodo C-C-C resiste tres fuerzas de compresión, un nodo C-C-T resiste dos fuerzas de compresión y una fuerza de tracción, y un nodo C-T-T resiste una fuerza de compresión y dos fuerzas de tracción.



23

Fig. R23.2.6(a) — Nodos hidrostáticos

REGLAMENTO

COMENTARIO

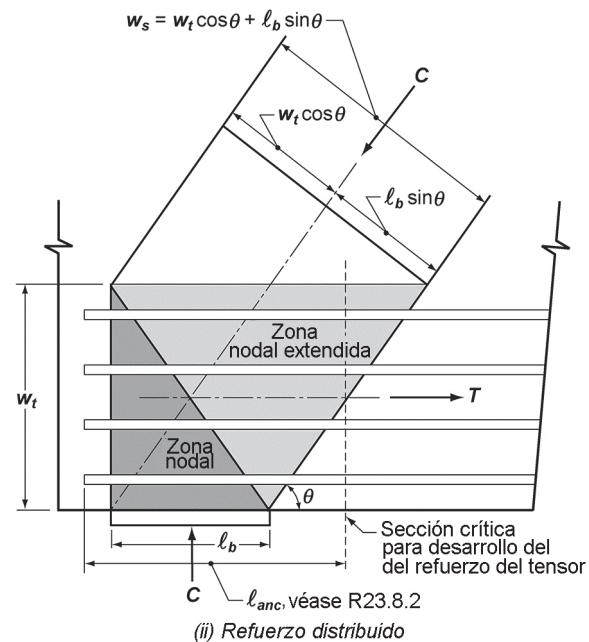


Fig. R23.2.6(b) — Zona nodal extendida que muestra los efectos de la distribución de la fuerza

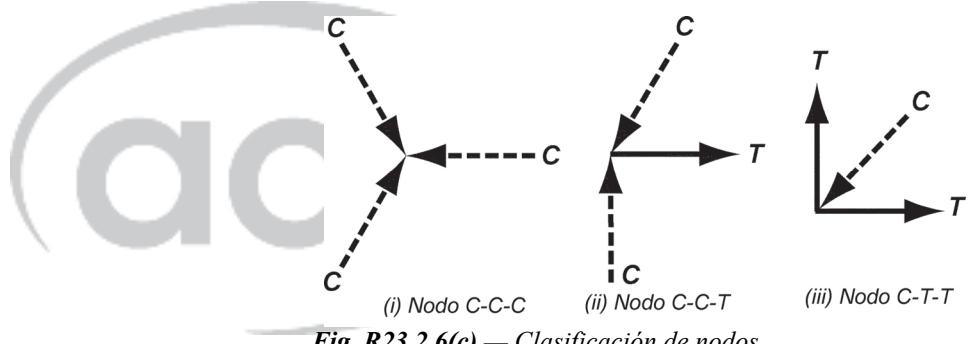


Fig. R23.2.6(c) — Clasificación de nodos

23.2.7 El ángulo entre los ejes de cualquier puntal y de cualquier tensor entrando al mismo nodo no debe ser menor de 25 grados.

R23.2.7 El ángulo entre los ejes de los puntales y tensores que actúan en el mismo nodo debe ser lo suficientemente grande para mitigar la fisuración y evitar las incompatibilidades debidas al acortamiento de los puntales y alargamiento de los tensores que ocurren aproximadamente en la misma dirección. Esta limitación del ángulo impide modelar la zona de la luz de cortante en vigas esbeltas usando puntales inclinados a menos de 25 grados con respecto al acero longitudinal (Muttoni et al. 1997).

23.2.8 Las vigas altas diseñadas usando modelos puntal-tensor deben cumplir con 9.9.2.1, 9.9.3.1 y 9.9.4.

23.2.9 Las ménsulas y cartelas con una relación de luz de cortante a altura $a_v/d < 2.0$, diseñadas usando el modelo puntal-tensor, deben cumplir con 16.5.2, 16.5.6 y la ecuación (23.2.9).

$$A_{sc} \geq 0.04 \left(f'_c / f_y \right) (b_w d) \quad (23.2.9)$$

REGLAMENTO

23.3 – Resistencia de diseño

23.3.1 – Para cada combinación de mayoración de carga aplicable, la resistencia de diseño de los puntales, tensores y zonas nodales en un modelo puntal-tensor debe cumplir con $\phi S_n \geq U$, incluyendo (a) hasta (c):

- (a) Puntales: $\phi F_{ns} \geq F_{us}$
- (b) Tensores: $\phi F_{nt} \geq F_{ut}$
- (c) Zonas nodales: $\phi F_{nn} \geq F_{us}$

23.3.2 ϕ debe cumplir con 21.2

23.4 — Resistencia de los puntales

23.4.1 La resistencia nominal a la compresión, F_{ns} , de un puntal debe calcularse como (a) o (b):

- (a) Puntal sin refuerzo longitudinal

$$F_{ns} = f_{ce} A_{cs} \quad (23.4.1a)$$

- (b) Puntal con refuerzo longitudinal

$$F_{ns} = f_{ce} A_{cs} + A'_s f'_s \quad (23.4.1b)$$

donde F_{ns} debe ser evaluado en los dos extremos del puntal y tomarse como el menor valor; A_{cs} es el área de la sección transversal en el extremo del puntal bajo consideración; f_{ce} es dado en 23.4.2; A'_s es el área efectiva del refuerzo a compresión a lo largo del puntal y f'_s es el esfuerzo en el refuerzo de compresión al nivel de resistencia nominal axial del puntal. Se puede tomar f'_s igual a f_y para refuerzo Grado 40 ó 60.

23.4.2 La resistencia efectiva a la compresión del concreto, f_{ce} , en un puntal debe calcularse de acuerdo con 23.4.3 ó 23.4.4.

23.4.3 La resistencia efectiva a la compresión del concreto, f_{ce} , en un puntal debe ser tomada como:

$$f_{ce} = 0.85 \beta_s f'_c \quad (23.4.3)$$

donde β_s , de acuerdo con la Tabla 23.4.3, tiene en cuenta los efectos de la fisuración y del refuerzo para control de fisuración en la resistencia efectiva a compresión del concreto.

COMENTARIO

R23.3 – Resistencia de diseño

R23.3.1 – Las cargas mayoradas se aplican al modelo puntal-tensor, y luego se calculan las fuerzas en todos los puntales, tensores y zonas nodales. Si existen varias combinaciones de carga, cada una debe ser investigada por separado. Para un puntal, tensor o zona nodal dado, F_u es la mayor fuerza en ese elemento para todos los casos de carga considerados.

R23.4 — Resistencia de los puntales

R23.4.1 – El ancho de un puntal, w_s , usado para calcular A_{cs} es la dimensión perpendicular al eje del puntal en sus extremos. Este ancho del puntal se encuentra ilustrado en la parte (i) de la Fig. R23.2.6(a) y en la Fig. R23.2.6(b). En las estructuras de dos dimensiones, como vigas altas, el espesor de los puntales puede ser tomado como el ancho del elemento, excepto en los soportes de apoyo donde el espesor del puntal debe ser igual al menor espesor del elemento o del elemento soportante.

La contribución del refuerzo a la resistencia del puntal está dada por el último término de la ecuación (23.4.1b). El esfuerzo f'_s en el refuerzo en un puntal en el estado de resistencia nominal puede obtenerse de las deformaciones unitarias cuando el puntal se aplasta. Se deben cumplir los requisitos de detallado de 23.6, incluyendo el refuerzo de confinamiento para prevenir el pandeo del refuerzo del puntal.

R23.4.2 En el diseño, los puntales normalmente son idealizados como elementos prismáticos en compresión. Cuando el área de un puntal difiere en sus extremos, ya sea por la diferencia de las resistencias de las zonas nodales en ambos extremos o por la diferencia de las longitudes de apoyo, el puntal se idealiza como un elemento uniformemente ahulado en compresión.

R23.4.3 El coeficiente de resistencia $0.85 f'_c$ en la ecuación (23.4.3) representa la resistencia efectiva del concreto bajo compresión, similar a la usada en las ecuaciones (22.4.2.2) y (22.4.2.3).

El valor de β_s en la expresión (a) de la Tabla 23.4.3 se aplica a un puntal prismático y en una condición de esfuerzos equivalentes al bloque rectangular de esfuerzos en la zona comprimida de una viga o columna.

El valor de β_s en la expresión (b) de la Tabla 23.4.3 se aplica a los puntales en forma de botella, como los muestra la Fig. R23.4.3. Un puntal en forma de botella es un puntal ubicado en una parte de un miembro donde el ancho del concreto comprimido en el centro del puntal puede expandirse

REGLAMENTO

Tabla 23.4.3 — Coeficiente de puntal β_s

Geometría y ubicación del puntal	Refuerzo que atraviesa el puntal	β_s	
Puntal de sección transversal uniforme a lo largo de su longitud	No aplica	1.0	(a)
Puntales ubicados en la región de un miembro donde el ancho del concreto comprimido en la mitad de la longitud del puntal pueda expandirse lateralmente (puntales en forma de botella)	Cumple con 23.5	0.75	(b)
	No cumple con 23.5	0.60 λ	(c)
Puntales en elementos sometidos a tracción, o en zonas de tracción de elementos	No aplica	0.40	(d)
Para todos los demás casos	No aplica	0.60 λ	(e)

COMENTARIO

lateralmente (Schlaich et al. 1987; MacGregor 1997). La curva punteada de los puntales en la Fig. R23.2.1 y las curvas en línea continua en la Fig. R23.4.3 se aproximan a las fronteras de los puntales en forma de botella. Para simplificar el diseño, los puntales en forma de botella fueron idealizados en forma prismática o ahusada, y el refuerzo para controlar la fisuración de 23.5.3 se coloca para resistir la tracción transversal. El área de sección transversal A_c de un puntal en forma de botella se toma como la menor área de sección transversal en ambos extremos del puntal. Véase la Fig. R23.4.3(a).

El valor de β_s en la expresión (c) aplica a puntales en forma de botella cunado no se coloca refuerzo transversal. La resistencia de un puntal sin refuerzo transversal se reduce debido a la falta de restricción a la expansión por tracción transversal. Véase la Fig. R23.4.3(a).

El valor de β_s en las expresión (d) se aplica, por ejemplo, a puntales de compresión en un modelo puntal tensor usado para diseñar el refuerzo longitudinal y transversal de las alas en tracción de las vigas, vigas cajón y muros. Un valor bajo de β_s refleja que estos puntales necesitan transferir la compresión en una zona en tracción perpendicular al puntal.

El valor de β_s en las expresión (e) se aplica a todos los otros casos. Por ejemplo, puntales en forma de abanico y el campo de compresión diagonal en las Regiones-B.

El valor de β_s en las expresiones (c) y (e) que están controladas por el hendimiento longitudinal del puntal, incluye el factor de corrección λ para concreto ligero debido a su menor resistencia a tracción y su mayor fragilidad, las cuales pueden reducir la resistencia del puntal.

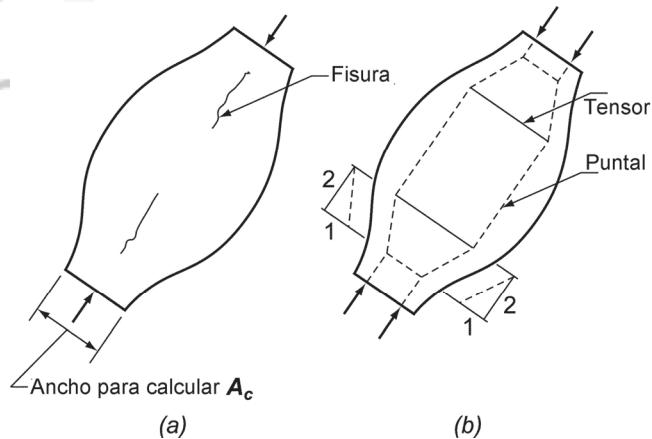


Fig. R23.4.3 — Puntal en forma de botella: (a) fisuración de un puntal en forma de botella, y (b) modelo puntal-tensor de un puntal en forma de botella

23.4.4 Cuando se coloca refuerzo de confinamiento a lo largo de un puntal y sus efectos se encuentran documentados mediante ensayos y análisis, se permite usar un valor incrementado de f_{ce} al calcular F_{ns} .

REGLAMENTO

23.5 — Refuerzo que atraviesa los puntales en forma de botella

23.5.1 Para los puntales en forma de botella, diseñados usando $\beta_s = 0.75$, el eje del puntal debe ser cruzado por refuerzo diseñado para resistir la fuerza de tracción transversal resultante de la expansión causada por la fuerza de compresión en el puntal. Se puede suponer que la fuerza de compresión se expande en los puntales con una pendiente de 2 longitudinal a 1 transversal al eje del puntal.

23.5.2 El refuerzo requerido por 23.5.1 debe desarrollarse más allá de las longitud del puntal de acuerdo con 25.4.

23.5.3 Cuando $f'_c \leq 6000$ lb./pulg.², se admite que los requisitos de 23.5.1 se cumplan colocando refuerzo transversal que atraviesa el puntal calculado de acuerdo con la ecuación (23.5.3).

$$\sum \frac{A_{si}}{b_s s_i} \operatorname{sen} \alpha_i \geq 0.003 \quad (23.5.3)$$

donde A_{si} es el área total del refuerzo distribuido con un espaciamiento s_i en la capa i de refuerzo con barras a un ángulo α_i con respecto al eje del puntal y b_s es el ancho del puntal.

COMENTARIO

R23.5 — Refuerzo que atraviesa los puntales en forma de botella

R23.5.1 El refuerzo requerido por 23.5.1 se relaciona con la fuerza de tracción en el concreto debida a la expansión del puntal. La cantidad de refuerzo transversal puede calcularse usando el modelo puntal-tensor de la Fig. R23.4.3(b) con los puntales que representan la expansión de la fuerza de compresión actuando en una pendiente 1:2 con respecto al eje de la fuerza de compresión aplicada. El refuerzo colocado para resistir la fuerza de hendidura restringe el ancho de la fisura, hace que el puntal resista más fuerza axial y permite cierta redistribución de la fuerza. De manera alternativa, para f'_c no mayor de 6000 lb./pulg.², se puede usar la ecuación (23.5.3) para seleccionar el área de refuerzo transversal distribuido.

R23.5.3 La Fig. R23.5.3 muestra dos capas de refuerzo que cruzan un puntal fisurado. Este refuerzo ayuda a controlar la fisuración en puntales en forma de botella (véase la Fig. R23.4.3) y conduce a una mayor resistencia del puntal que cuando no se colocar este refuerzo. El subíndice i toma el valor 1 para las barras verticales y 2 y para las barras horizontales. La ecuación (23.5.3) está escrita en términos de una cuantía de refuerzo en lugar de un esfuerzo, para simplificar los cálculos.

Con frecuencia, el refuerzo distribuido es difícil de colocar en estructuras tridimensionales como cabezales de pilotes. Si no se coloca este refuerzo, se debe usar el valor de β_s dado en la expresión (c) de la Tabla 23.4.3.

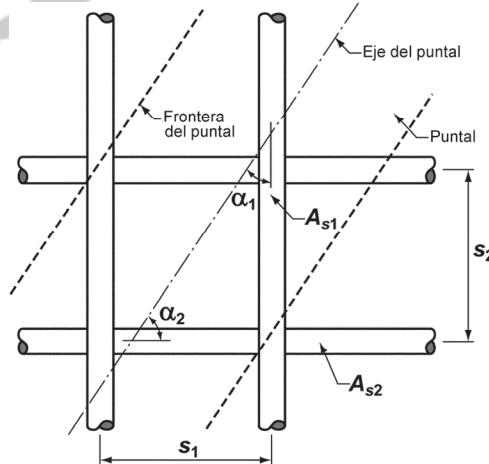


Fig. R23.5.3 — Refuerzo que atraviesa un puntal

23.5.3.1 El refuerzo distribuido, exigido en 23.5.3, debe colocarse en direcciones ortogonales con ángulos α_1 y α_2 con respecto al eje del puntal, o en una dirección en un ángulo α_1 con respecto al eje del puntal. Si el refuerzo se coloca en una sola dirección, α_1 debe ser al menos 40 grados.

R23.5.3.1 — Un importante ejemplo de aplicación de 23.5.3.1 es en una ménsula con una relación luz de cortante a altura menor a 1.0, en donde el refuerzo distribuido necesario para satisfacer 23.5.1 generalmente se coloca en forma de estribos horizontales atravesando el puntal inclinado en compresión, como se muestra en la Fig. R16.5.1(b).

REGLAMENTO

23.6 — Refuerzo del puntal

23.6.1 El refuerzo a compresión debe colocarse dentro de puntal, paralelo al eje de éste, anclarse adecuadamente y debe estar rodeado por estribos cerrados que cumplan con 23.6.3 ó por espirales de acuerdo con 23.6.4.

23.6.2 El refuerzo de compresión en los puentes debe anclarse para desarrollar f'_s en la cara de la zona nodal y f'_s se calcula de acuerdo con 23.4.1.

23.6.3 Los estribos cerrados que encierran al refuerzo a compresión en los puentes deben cumplir con los requisitos de detallado de 25.7.2 y con los requisitos de esta sección.

23.6.3.1 El espaciamiento de los estribos cerrados, s , a lo largo del puntal no debe exceder el menor de (a) hasta (c):

- (a) La menor dimensión de la sección transversal del puntal
- (b) **48d_b** de la barra o alambre de los estribos
- (c) **16d_b** del refuerzo sometido a compresión

23.6.3.2 El primer estribo debe colocarse a no más de **0.5s** desde la cara de la zona nodal en cada extremo del puntal.

23.6.3.3 Los estribos deben disponerse de tal forma que cada barra longitudinal de esquina y barra alterna tenga apoyo lateral proporcionado por la esquina de un estribo o por ganchos suplementarios con ganchos que tengan un ángulo interior no mayor de 135 grados, y ninguna barra longitudinal debe estar separada a más de 6 pulg. libres medidas a lo largo del estribo a cada lado de la barra apoyada lateralmente.

23.6.4 Las espirales que encierran el refuerzo a compresión en los puentes deben cumplir con los requisitos de 25.7.3.

23.7 — Resistencia de los tensores

23.7.1 El refuerzo de los tensores puede ser preesforzado o no preesforzado.

23.7.2 La resistencia nominal a tracción de un tensor, F_{nt} , debe calcularse como:

$$F_{nt} = A_{ts}f_y + A_{tp}(f_{se} + \Delta f_p) \quad (23.7.2)$$

donde $(f_{se} + \Delta f_p)$ no debe exceder f_{py} y A_{tp} es igual a cero para los elementos no preesforzados.

23.7.3 En la ecuación (23.7.2), se permite tomar Δf_p igual a 60,000 lb./pulg.² para el refuerzo preesforzado adherido e igual a 10,000 lb./pulg.² para el refuerzo preesforzado no adherido. Se permiten otros valores de Δf_p cuando se justifiquen por medio de análisis.

COMENTARIO

R23.6 — Refuerzo del puntal

R23.6.1 Véase R23.4.1.

R23.6.3.3 Véase R25.7.2.3.

TM

REGLAMENTO

23.8 — Detallado del refuerzo de los tensores

23.8.1 En el modelo puntal-tensor, el eje del refuerzo en un tensor debe coincidir con el eje del tensor supuesto.

COMENTARIO

R23.8 — Detallado del refuerzo de los tensores

R23.8.1 El ancho efectivo del tensor supuesto en el diseño, w_t , puede variar entre los límites siguientes, dependiendo de la distribución del refuerzo del tensor:

- (a) Si las barras en el tensor están colocadas en una sola capa, el ancho efectivo del tensor puede ser tomado como el diámetro de las barras en el tensor más dos veces el recubrimiento medido con respecto a la superficie de las barras, como se aprecia en la parte (i) de la Fig. R23.2.6(b).
- (b) Un límite superior práctico del ancho del tensor puede tomarse como el ancho correspondiente a una zona nodal hidrostática, calculado como $w_{t,max} = F_{nt}/(f_{ce}b_s)$, donde f_{ce} se calcula para la zona nodal de acuerdo con 23.9.2.

Si el ancho del tensor excede el valor de (a), el refuerzo del tensor debe distribuirse de forma aproximadamente uniforme sobre el ancho y altura del tensor, como se ve en la parte (ii) de la Fig. R23.2.6(b).

R23.8.2 Con frecuencia, el anclaje de los tensores requiere una atención especial en las zonas de nodos de ménulas o en las zonas nodales adyacentes a los apoyos exteriores de vigas de gran altura. El refuerzo en un tensor debe anclarse antes de que salga de la zona nodal extendida en el punto definido por la intersección del centroide de las barras del tensor y las extensiones ya sea del contorno del puntal o del área de apoyo. Esta longitud es ℓ_{anc} . En la Fig. R23.2.6(b), esto ocurre donde el contorno de la zona nodal extendida es atravesado por el centroide del refuerzo del tensor. Parte del anclaje puede lograrse extendiendo el refuerzo a través de la zona nodal como lo muestran la parte (iii) de la Fig. R23.2.6(a) y la Fig. R23.2.6(b), y desarrollándolo más allá de la zona nodal. Si el tensor se ancla usando ganchos de 90 grados, los ganchos deben estar confinados dentro de refuerzo para evitar la fisuración a lo largo de la parte externa de los ganchos en la región de apoyo.

En las vigas altas, barras en forma de horquilla empalmadas con el refuerzo del tensor pueden ser empleadas para anclar las fuerzas de tracción en el tensor en los apoyos exteriores, siempre que el ancho de la viga sea lo suficientemente grande para acomodar dichas barras.

La Fig. R23.8.2 muestra dos tensores anclados a una zona nodal. Se requiere desarollarlos a partir de donde el centroide del tensor atraviesa el contorno de la zona nodal extendida.

La longitud de desarrollo del refuerzo del tensor puede ser reducida por medio de ganchos, dispositivos mecánicos, confinamiento adicional o empalmándola con varias capas de barras más pequeñas.

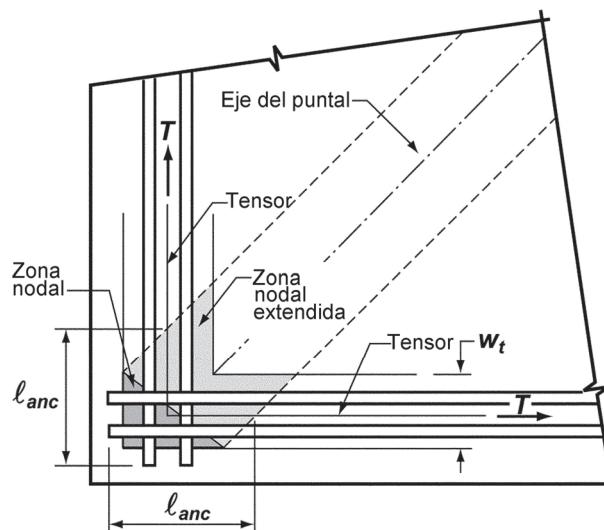
REGLAMENTO**COMENTARIO**

Fig. R23.8.2 — Zona nodal extendida de anclaje de dos barras

23.8.3 El refuerzo del tensor debe desarrollarse de acuerdo con (a) o (b):

- (a) La diferencia entre la fuerza en el tensor en un lado del nodo y la fuerza en el tensor al otro lado del nodo debe desarrollarse dentro de la zona nodal.
- (b) En las zonas nodales que anclan uno o más tensores, la fuerza en el tensor en cada dirección debe desarrollarse en el punto donde el centroide del refuerzo del tensor sale de la zona nodal extendida.

23

23.9 — Resistencia de las zonas nodales

23.9.1 La resistencia nominal a la compresión de una zona nodal, F_{nn} , debe ser:

$$F_{nn} = f_{ce} A_{nz} \quad (23.9.1)$$

donde f_{ce} se encuentra definido en 23.9.2 ó 23.9.3 y A_{nz} se encuentra dado en 23.9.4 ó 23.9.5.

23.9.2 La resistencia efectiva a la compresión del concreto en la cara de una zona nodal, f_{ce} , debe calcularse con:

$$f_{ce} = 0.85 \beta_n f'_c \quad (23.9.2)$$

donde el valor de β_n está dado en la Tabla 23.9.2.

Tabla 23.9.2 — Coeficiente β_n para zonas nodales

Configuración de la zona nodal	β_n	
Zonas nodales limitadas por puntales, áreas de apoyo, o ambas	1.0	(a)
Zonas nodales que anclan un tensor	0.80	(b)
Zonas nodales que anclan dos o más tensores	0.60	(c)

R23.9 — Resistencia de las zonas nodales

R23.9.2 Los nodos en los modelos en dos dimensiones pueden clasificarse como se muestra en la Fig. R23.2.6(c). La resistencia efectiva a la compresión de una zona nodal está dada por la ecuación (23.9.2), donde el valor β_n se da en la Tabla 23.9.2.

Los valores menores de β_n reflejan el creciente grado de perturbación de las zonas nodales debido a la incompatibilidad de las deformaciones de tracción en los tensores y deformaciones de compresión en los puntales. El esfuerzo en cualquier cara de la zona nodal o en cualquier sección a través de la zona nodal no debe exceder el valor dado por la ecuación (23.9.2).

REGLAMENTO**COMENTARIO**

23.9.3 - Cuando se coloque refuerzo de confinamiento dentro de la zona nodal y sus efectos estén respaldados por ensayos y análisis, al calcular F_{nn} se permite usar un valor incrementado de f_{ce} .

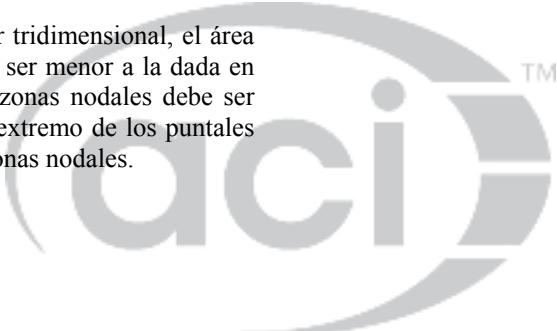
23.9.4 – El área de cada cara de una zona nodal, A_{nz} , debe tomarse como la menor de (a) y (b):

- (a) El área de la cara de la zona nodal perpendicular a la línea de acción de F_{us} .
- (b) El área de una sección a través de la zona nodal, tomada en forma perpendicular a la línea de acción de la fuerza resultante en la sección.

23.9.5 - En un modelo puntal-tensor tridimensional, el área de cada cara de una zona nodal no debe ser menor a la dada en 23.9.4, y la forma de cada cara de las zonas nodales debe ser similar a la forma de la proyección del extremo de los puentes sobre las caras correspondientes de las zonas nodales.

R23.9.4 – Si los esfuerzos en todos los puentes que se encuentran en una zona nodal son iguales, se puede utilizar una zona nodal hidrostática. Las caras de esa zona nodal son perpendiculares a los ejes de los puentes, y los anchos de las caras de la zona nodal son proporcionales a las fuerzas en los puentes.

Suponiendo que los esfuerzos principales en los puentes y tensores actúan paralelamente a sus ejes, los esfuerzos en las caras perpendiculares de esos ejes constituyen los esfuerzos principales y se usa 23.9.4(a). Si, como lo señala la parte (ii) de la Fig. R23.2.6(b), la cara de una zona nodal no es perpendicular al eje del puntal, se producen tanto fuerzas de cortante como fuerzas normales en la cara de la zona nodal. Típicamente, estos esfuerzos se reemplazan por el esfuerzo normal (compresión principal) que actúa en el área transversal A_{nz} del puntal, tomada perpendicularmente al eje del puntal como se indica en 23.9.4(a).



REGLAMENTO**COMENTARIO****NOTAS**

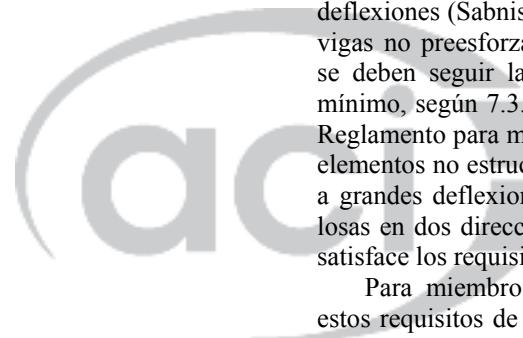
REGLAMENTO**COMENTARIO****CAPÍTULO 24 — REQUISITOS DE FUNCIONAMIENTO****24.1 — Alcance**

24.1.1 Este capítulo aplica al diseño de miembros para que cumplan los requisitos mínimos de funcionamiento, incluyendo (a) hasta (d):

- (a) Deflexiones debidas a cargas gravitacionales a nivel de servicio (24.2).
- (b) Distribución del refuerzo a flexión en losas de una dirección y en vigas para control de fisuración (24.3).
- (c) Refuerzo para retracción y temperatura (24.4).
- (d) Esfuerzos admisibles en miembros de concreto preeesforzado sometidos a flexión (24.5)

24.2 — Deflexiones debidas a cargas gravitacionales a nivel de servicio

24.2.1 Los miembros de concreto reforzado sometidos a flexión deben diseñarse para que tengan una rigidez adecuada con el fin de limitar cualquier deflexión o deformación que pudiese afectar adversamente la resistencia o el funcionamiento de la estructura.



24.2.2 Las deflexiones calculadas de acuerdo con 24.2.3 hasta 24.2.5 no deben exceder los límites establecidos en la Tabla 24.2.2.

R24 — REQUISITOS DE FUNCIONAMIENTO**R24.1 — Alcance**

Los requisitos de funcionamiento de este capítulo consisten en requisitos que son referenciados por otras secciones del Reglamento, o que es prudente tener en cuenta para lograr un buen desempeño de los miembros estructurales. Este capítulo no debe tomarse como una compilación coherente y completa de los requisitos para las condiciones de funcionamiento relacionada con el diseño de los miembros estructurales.

R24.2 — Deflexiones debidas a cargas gravitacionales a nivel de servicio

Esta sección cubre únicamente deflexiones o deformaciones que puedan ocurrir en condiciones de carga de servicio. Cuando se calculen deflexiones a largo plazo, deben considerarse únicamente la carga muerta y la porción de la carga viva que actúan en forma permanente.

El Reglamento contiene dos métodos para controlar las deflexiones (Sabnis et al. 1974). Para losas en una dirección y vigas no preeesforzadas, incluidos los miembros compuestos, se deben seguir las disposiciones de altura o espesor total mínimo, según 7.3.1 y 9.3.1, y cumplir con los requisitos del Reglamento para miembros que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a grandes deflexiones. Para construcción no preeesforzada de losas en dos direcciones, la altura mínima requerida en 8.3.1 satisface los requisitos del Reglamento.

Para miembros no preeesforzados que no cumplen con estos requisitos de altura o espesor mínimo o para miembros no preeesforzados en una dirección que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes y para todos los miembros de concreto preeesforzado a flexión, las deflexiones deben calcularse mediante los procedimientos descritos en 24.2.3 hasta 24.2.5. Las deflexiones calculadas deben exceder los valores de la Tabla 24.2.2.

R24.2.2 Debe notarse que las limitaciones dadas en Tabla 24.2.2 se relacionan únicamente con elementos no estructurales soportados o ligados. Para aquellas estructuras en las que los miembros estructurales son susceptibles de ser afectados por las deflexiones o deformaciones de los miembros a los que están ligados, de tal manera que afecten adversamente la resistencia de la estructura, estas deflexiones y las fuerzas resultantes deben considerarse explícitamente en el análisis y el diseño de la estructura, como lo dispone 24.2.1 (ACI 209R-92).

Cuando se calculen deflexiones a largo plazo, puede restarse la parte de la deflexión que ocurre antes de unir los elementos no estructurales. Al hacer esta corrección puede emplearse la gráfica de la Fig. R24.2.4.1 para miembros de dimensiones y formas usuales.

REGLAMENTO**COMENTARIO****Tabla 24.2.2 — Deflexión máxima admisible calculada**

Miembro	Condición	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Cubiertas planas	Que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes	Deflexión inmediata debida a L_r , S y R	$\ell/180^{[1]}$
Entrepisos		Deflexión inmediata debida a L	$\ell/360$
Cubiertas o entrepisos	Soporten o están ligados a elementos no estructurales	Susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	$\ell/480^{[3]}$
		No susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	

[1] Este límite no tiene por objeto constituirse en una salvaguardia contra el empozamiento de agua. El empozamiento de agua se debe verificar mediante cálculos de deflexiones, incluyendo las deflexiones 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.

[2] Las deflexiones a largo plazo deben determinarse de acuerdo con 24.2.4 y se pueden reducir en la cantidad de deflexión 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-deflexión de miembros similares a los que se están considerando.

[3] Este límite se puede exceder si se toman medidas adecuadas para prevenir daños en los elementos apoyados o ligados.

[4] Este límite no puede exceder la tolerancia proporcionada para los elementos no estructurales.

24.2.3 Cálculo de deflexiones inmediatas

24.2.3.1 Las deflexiones inmediatas deben calcularse mediante los métodos o fórmulas usuales para deflexiones elásticas, teniendo en cuenta los efectos de la fisuración y del refuerzo en la rigidez del miembro.

R24.2.3 Cálculo de deflexiones inmediatas

R24.2.3.1 Para el cálculo de las deflexiones inmediatas de miembros prismáticos no fisurados pueden utilizarse los métodos o fórmulas usuales para las deflexiones elásticas, con un valor constante de $E_c I_g$ en toda la longitud de la viga. Sin embargo, si el miembro está fisurado en una o más secciones, o si su altura varía a lo largo del vano, resulta necesario realizar un cálculo más exacto.

24

24.2.3.2 Al determinar las deflexiones debe tenerse en cuenta el efecto de la variación de las propiedades de la sección transversal, tal como el efecto de las cartelas.

24.2.3.3 Las deflexiones en los sistemas de losas en dos direcciones deben calcularse teniendo en cuenta el tamaño y forma del panel, las condiciones de apoyo y la naturaleza de las restricciones en los bordes del panel.

R24.2.3.3 El cálculo de deflexiones en losas de dos direcciones es complejo, aun suponiendo un comportamiento lineal elástico. Para el cálculo de las deflexiones inmediatas, puede usarse los valores de E_c y I_e especificados en 24.2.3.4 y 24.2.3.5, respectivamente (ACI 209R). Sin embargo, pueden usarse otros valores para la rigidez $E_c I_e$ si resultan en predicciones de deflexiones que concuerden razonablemente los resultados de ensayos significativos.

24.2.3.4 Se permite calcular el módulo de elasticidad del concreto, E_c , de acuerdo con 19.2.2.

24.2.3.5 Para los miembros no preesforzados, el momento de inercia efectivo, I_e , se puede calcular con la ecuación (24.2.3.5a) a menos que se obtenga mediante un análisis más completo, pero I_e no puede ser mayor que I_g .

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \quad (24.2.3.5a)$$

R24.2.3.5 El procedimiento para obtener el momento de inercia efectivo, descrito en el Reglamento y desarrollado en la Branson (1965), se consideró que es suficientemente preciso para emplearse en el control de deflexiones (ACI Committee 435 1966, 1968; ACI 209R). El momento de inercia efectivo I_e 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 .

REGLAMENTO

donde M_{cr} se calcula por medio de

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad (24.2.3.5b)$$

24.2.3.6 Para losas continuas en una dirección y vigas continuas se permite tomar I_e como el promedio de los valores obtenidos con la ecuación (24.2.3.5a) para las secciones críticas de momento positivo y negativo.

24.2.3.7 Para losas en una dirección y vigas prismáticas, se permite tomar I_e como el valor obtenido con la ecuación (24.2.3.5a) en el centro de la luz para tramos simples y continuos y en el apoyo para voladizos.

24.2.3.8 Para vigas y losas preeesforzadas Clase U, definidas en 24.5.2, se permite calcular las deflexiones con base en I_g .

24.2.3.9 Para las losas y vigas preeesforzadas Clase C y Clase T, como se definen en 24.5.2, los cálculos de deflexión deben basarse en un análisis de sección fisurada transformada. Los cálculos se pueden basar en una relación momento-deflexión bilineal o en un momento efectivo de inercia, I_e , como lo define la ecuación (24.2.3.5a), donde M_{cr} se calcula con:

$$M_{cr} = \frac{(f_r + f_{pe}) I_g}{y_t} \quad (24.2.3.9)$$

24.2.4 Cálculo de deflexiones dependiente del tiempo

24.2.4.1 Miembros no preeesforzados

24.2.4.1.1 A menos que los valores se obtengan mediante un análisis más completo, la deflexión adicional dependiente del tiempo, resultante del flujo plástico y retracción en miembros a flexión, debe determinarse multiplicando la deflexión inmediata causada por la carga sostenida por el factor λ_Δ

$$\lambda_\Delta = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \quad (24.2.4.1.1)$$

COMENTARIO

R24.2.3.7 El empleo de las propiedades de la sección en el centro del vano para miembros prismáticos continuos es considerado satisfactorio en cálculos aproximados, principalmente porque la rigidez al centro de la luz (incluyendo el efecto de la fisuración) tiene efecto dominante sobre las deflexiones como lo muestra ACI 435.5R, ACI Committee 435 (1978) y Sabinis et al. (1974).

R24.2.3.8 Las deflexiones inmediatas de miembros de concreto preeesforzado Clase U pueden calcularse por los métodos o fórmulas usuales para deflexiones elásticas, utilizando el momento de inercia de la sección total de concreto (sin fisurar) y el módulo de elasticidad del concreto especificado en 19.2.2.1.

R24.2.3.9 Los miembros preeesforzados a flexión Clase C y Clase T se encuentran definidos en 24.5.2. El *PCI Design Handbook* (PCI MNL 120) da información sobre los cálculos de deflexión usando una relación momento-deflexión bilineal y un momento efectivo de inercia. Mast (1998) proporciona información adicional sobre la deflexión de miembros de concreto preeesforzado fisurados.

Shaikh and Branson (1970) demuestran que el método basado en I_e puede ser empleado para calcular las deflexiones de miembros preeesforzados Clases C y T cargados más allá de la carga de fisuración. Para este caso, el momento de fisuración debe considerar el efecto de preeesforzado como indica la ecuación (24.2.3.9).

En Shaikh and Branson (1970) se presenta un método para predecir el efecto del acero de tracción no preeesforzado en la reducción de la deflexión por flujo plástico, y de forma aproximada en ACI 209R y Branson (1970).

R24.2.4 Cálculo de deflexiones dependientes del tiempo

R24.2.4.1 Miembros no preeesforzados — La retracción y el flujo plástico debido a las cargas sostenidas en el tiempo provocan mayores deflexiones a largo plazo a las que ocurren cuando las cargas se aplican por primera vez en la estructura. Estas deflexiones están afectadas por: la temperatura, la humedad, las condiciones de curado, la edad en el momento de la carga, la cantidad de refuerzo a compresión y la magnitud de la carga sostenida. La expresión dada en esta sección se considera satisfactoria para usarse con los procedimientos del Reglamento para calcular las deflexiones inmediatas y con los límites dados en la Tabla 24.2.2. La deflexión calculada de acuerdo con esta sección es la deflexión adicional a largo plazo, debida a la carga sostenida

REGLAMENTO

24.2.4.1.2 En la ecuación (24.2.4.1.1), ρ' es el valor en la mitad de la luz para vanos simples y continuos y en el apoyo para voladizos.

24.2.4.1.3 En la ecuación (24.2.4.1.1), los valores para el factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas, ξ , se encuentran definidos en la Tabla 24.2.4.1.3.

Tabla 24.2.4.1.3 — Factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas

Duración de la carga sostenida, meses	Factor dependiente del tiempo, ξ
3	1.0
6	1.2
12	1.4
60 ó más	2.0

COMENTARIO

y a las porciones de otras cargas sostenidas durante un período suficiente para provocar deflexiones significativas en el tiempo.

La ecuación (24.2.4.1.1) se desarrolló en Branson (1971). En la ecuación (24.2.4.1.1), el término $(1+50\rho')$ tiene en cuenta el efecto del refuerzo a compresión para reducir las deflexiones a 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 de la Fig. R24.2.4.1 para calcular valores de ξ .

Cuando se desea considerar por separado el flujo plástico y la retracción, pueden usarse las ecuaciones aproximadas que se presentan en Branson (1965, 1971, 1977) y ACI Committee 435 (1966).

Dado que la información disponible sobre deflexiones a largo plazo en losas de dos direcciones es muy limitada como para justificar un procedimiento más elaborado, se permite usar los factores dados en 24.2.4.1.3 con la ecuación (24.2.4.1.1) para calcular las deflexiones adicionales de largo plazo para losas de dos direcciones.

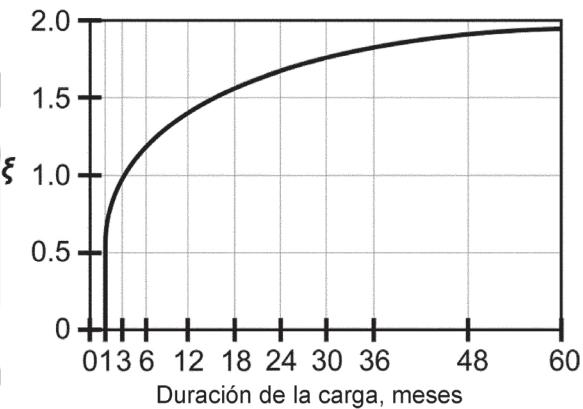


Fig. R24.2.4.1 — Factor multiplicador para las deflexiones a largo plazo.

24.2.4.2 Miembros preeforzados

24.2.4.2.1 La deflexión adicional dependiente del tiempo en miembros de concreto preeforzado debe calcularse teniendo en cuenta los esfuerzos en el concreto y en el acero bajo carga permanente, e incluyendo los efectos del flujo plástico y retracción del concreto, así como la relajación del acero preeforzado.

R24.2.4.2 Miembros preeforzados

R24.2.4.2.1 El cálculo de las deflexiones a largo plazo de miembros de concreto preeforzado sometidos a flexión es complejo. Los cálculos deben tener en cuenta no sólo el incremento de las deflexiones debido a los esfuerzos por flexión, sino también las deflexiones adicionales a largo plazo que son el resultado del acortamiento del miembro sometido a flexión.

El concreto preeforzado se acorta más con el tiempo que otros miembros no preeforzados semejantes debido a la precompresión en la losa o la viga, la cual produce flujo plástico. Este flujo plástico, junto con la retracción del concreto, tiene como resultado un acortamiento significativo de los miembros sometidos a flexión que continúa durante varios años después de la construcción y debe tomarse en consideración en el diseño. El acortamiento tiende a reducir los esfuerzos en el refuerzo preeforzado, disminuyendo de esta manera la precompresión en el miembro y, en

REGLAMENTO**COMENTARIO**

consecuencia, produciendo incrementos en las deflexiones a largo plazo.

Otro factor que puede influir en las deflexiones a largo plazo de miembros preeforzados sometidos a flexión, es el concreto o albañilería adyacente que no están preeforzados en la misma dirección del miembro preeforzado. Esto puede ocurrir en losas que no se preefuerzan en la misma dirección de la viga preeforzada adyacente o un sistema de losas no preeforzadas. Puesto que el miembro preeforzado tiende a tener mayor retracción y mayor flujo plástico que el concreto adyacente no preeforzado, la estructura tenderá a lograr una compatibilidad de los efectos de acortamiento. Esto da como resultado una reducción de la precompresión en el miembro preeforzado, pues el concreto adyacente absorbe la compresión. La reducción en la precompresión del miembro preeforzado puede ocurrir a lo largo de un período de años, da lugar a deflexiones adicionales a largo plazo y a un aumento de esfuerzos de tracción en el miembro preeforzado.

Se puede utilizar cualquier método adecuado para calcular las deflexiones a largo plazo de miembros preeforzados, siempre y cuando se tomen en cuenta todos los efectos. Se puede obtener información en ACI 209R, ACI Committee 435 (1963), Branson et al. (1970), y Ghali and Favre (1986).

24.2.5 Cálculo de las deflexiones de construcción en concreto compuesto

24.2.5.1 Si los miembros compuestos sometidos a flexión se apuntalan durante su construcción de tal forma que después de retirar los apoyos temporales la carga muerta es soportada por la sección compuesta total, el miembro compuesto se puede considerar equivalente a un miembro construido monóliticamente para el cálculo de la deflexión.

24.2.5.2 Si los miembros compuestos sometidos a flexión no se apuntalan durante su construcción, debe investigarse la magnitud y duración de la carga antes del inicio efectivo de la acción compuesta para calcular las deflexiones a largo plazo.

24.2.5.3 Se deben tener en cuenta las deflexiones que resultan de la retracción diferencial de los componentes prefabricados y construidos en obra y los efectos del flujo plástico de los miembros de concreto preeforzado.

24.3 — Distribución del refuerzo a flexión en vigas y losas en una dirección

24.3.1 El refuerzo adherido debe estar distribuido para controlar la fisuración en las zonas en tracción por flexión de losas y vigas no preeforzadas y preeforzadas Clase C reforzadas para resistir flexión en una sola dirección.

R24.2.5 Cálculo de las deflexiones de construcción en concreto compuesto — Los miembros compuestos de concreto se deben diseñar para cumplir con los requisitos de resistencia a cortante horizontal de 16.4. Dado que se han hecho pocos ensayos para estudiar las deflexiones inmediatas y a largo plazo de miembros compuestos, las reglas dadas en este sección se basan en el criterio del Comité ACI 318 y en la experiencia.

En 22.3.3.3 se establece que no debe hacerse distinción entre miembros apuntalados y sin apuntalar. Esto se refiere a los cálculos de resistencia y no a las deflexiones. Los documentos de construcción deben indicar si el diseño de los miembros compuestos de concreto se base en construcción apuntalada o sin apuntalar, como lo exige 26.11.1.1.

R24.3 — Distribución del refuerzo a flexión en vigas y losas en una dirección

R24.3.1 Cuando las cargas de servicio llevan a esfuerzos altos en el refuerzo, deben esperarse fisuras visibles y deben tomarse precauciones al detallar el refuerzo para controlar la fisuración. Por razones de durabilidad y estética, son preferibles muchas fisuras muy finas que pocas fisuras anchas. Las prácticas de detallado del refuerzo generalmente conducirán a un adecuado control de la fisuración si se utiliza acero de refuerzo Grado 60.

Los exhaustivos trabajos de laboratorio (Gergely and Lutz 1968; Kaar 1966; Base et al. 1966) realizados con barras corrugadas, confirmaron que el ancho de las fisuras debidas a las cargas de servicio es proporcional al esfuerzo en el acero.

REGLAMENTO

COMENTARIO

24.3.2 El espaciamiento del refuerzo adherido más cercano a la cara en tracción no debe exceder los valores de la Tabla 24.3.2, donde c_c es la menor distancia desde la superficie del refuerzo corrugado o de preeforzado a la cara en tracción. El esfuerzo calculado en el refuerzo corrugado, f_s , y el cambio calculado en el esfuerzo en el refuerzo preeforzado adherido, Δf_{ps} , debe cumplir con 24.3.2.1 y 24.3.2.2, respectivamente.

Tabla 24.3.2 — Espaciamiento máximo del refuerzo adherido en vigas y losas en una dirección preeforzadas Clase C y no preeforzadas

Tipo de refuerzo	Espaciamiento máximo, s	
Barras o alambres corrugados	Menor de:	$15\left(\frac{40,000}{f_s}\right) - 2.5c_c$
		$12\left(\frac{40,000}{f_s}\right)$
Refuerzo preeforzado adherido	Menor de:	$\left(\frac{2}{3}\right)\left[15\left(\frac{40,000}{\Delta f_{ps}}\right) - 2.5c_c\right]$
		$\left(\frac{2}{3}\right)\left[12\left(\frac{40,000}{\Delta f_{ps}}\right)\right]$
Combinación de barras o alambres corrugados y refuerzo preeforzado adherido	Menor de:	$\left(\frac{5}{6}\right)\left[15\left(\frac{40,000}{\Delta f_{ps}}\right) - 2.5c_c\right]$
		$\left(\frac{5}{6}\right)\left[12\left(\frac{40,000}{\Delta f_{ps}}\right)\right]$

24.3.2.1 El esfuerzo calculado f_s en el refuerzo corrugado más cercano a la cara en tracción para cargas de servicio debe obtenerse con base en el momento no mayorado. Se permite tomar f_s como $(2/3)f_y$.

24.3.2.2 La variación en el esfuerzo, Δf_{ps} , en refuerzo preeforzado adherido para cargas de servicio debe ser igual al esfuerzo calculado con base en un análisis usando sección fisurada menos el esfuerzo de descompresión f_{dc} . Se puede considerar f_{dc} igual al esfuerzo efectivo en el acero de preeforzado f_{se} . La magnitud de Δf_{ps} no debe exceder 36,000 lb./pulg.². Cuando Δf_{ps} es menor o igual a 20,000

Se encontró que las variables significativas afectadas por el detallado del refuerzo son el espesor del recubrimiento de concreto y el espaciamiento del refuerzo.

El ancho de fisura refleja inherentemente una amplia dispersión, incluso en el trabajo cuidadoso de laboratorio, y está influenciado por la retracción y otros efectos que dependen del tiempo. El mejor control de fisuración se obtiene cuando el refuerzo está bien distribuido en la zona de máxima tracción en el concreto. Varias barras con un espaciamiento moderado son mucho más efectivas para controlar la fisuración que una o dos barras de mayor diámetro de área equivalente.

R24.3.2 El espaciamiento del refuerzo se limita para controlar la fisuración (Beeby 1979; Frosch 1999; ACI Committee 318 1999). Para el caso de una viga con acero de refuerzo Grado 60, 2 pulg. de recubrimiento libre del refuerzo principal y con $f_s = 40,000$ lb./pulg.², el espaciamiento máximo es 10 pulg.

Los anchos de fisura en estructuras son muy variables. Los requisitos actuales del Reglamento para espaciamiento intentan limitar la fisuración superficial a un ancho que es generalmente aceptable en la práctica, pero que puede variar ampliamente dentro de una misma estructura.

La influencia de las fisuras en la corrosión es un tema controvertido. Las investigaciones (Darwin et al. 1985; Oesterle 1997) muestran que la corrosión no está claramente relacionada con el ancho de las fisuras superficiales en los rangos normalmente encontrados de los esfuerzos del refuerzo a nivel de cargas de servicio. Por esta razón, el Reglamento no hace distinción entre exposición interior y exterior.

Solamente el refuerzo de tracción más cercano a la cara en tracción necesita ser considerado para seleccionar el valor de c_c que se usa para calcular los requisitos de espaciamiento. Para refuerzo preeforzado, por ejemplo torones, los cuales poseen características de adherencia menos efectivas que el refuerzo corrugado, se aplica un factor de efectividad de dos tercios en la Tabla 24.3.2.

Para miembros postensados diseñados como miembros fisurados, en general, es ventajoso controlar la fisuración mediante el uso de refuerzo corrugado, para lo cual se pueden usar los requisitos para barras y alambres corrugados de la Tabla 24.3.2. El refuerzo adherido exigido por otras disposiciones de este Reglamento también puede ser usado como refuerzo para el control de la fisuración.

R24.3.2.2 Es conservador considerar el esfuerzo de descompresión f_{dc} igual al esfuerzo efectivo en el acero de preeforzado, f_{se} . El límite máximo de 36,000 lb./pulg.² para Δf_{ps} tiene la intención de hacerlo similar al máximo esfuerzo permisible para el acero de refuerzo Grado 60 ($f_s = 40,000$ lb./pulg.²). La exención para los miembros con Δf_{ps} menor a 20,000 lb./pulg.² refleja que muchas estructuras diseñadas usando métodos de esfuerzo de trabajo y con niveles bajos de

REGLAMENTO

lb./pulg.², no hay necesidad de cumplir los requisitos de espaciamiento de la Tabla 24.3.2.

24.3.3 Si solo hay una barra adherida, tendón de preesforzado, o tendón adherido cerca de la cara extrema en tracción, el ancho de la cara extrema en tracción no debe exceder el valor de s determinado de acuerdo con la Tabla 24.3.2.

24.3.4 Cuando las alas de las vigas T están en tracción, parte del refuerzo de tracción por flexión debe distribuirse sobre un ancho efectivo del ala como se define en 6.3.2 ó un ancho igual a $\ell_n/10$, el que sea menor. Si el ancho efectivo del ala excede $\ell_n/10$, se debe colocar refuerzo longitudinal adherido adicional en las zonas más externas del ala.

24.3.5 El espaciamiento del refuerzo adherido sometido a flexión en vigas y losas en una dirección preeesforzadas Clase C y no preeesforzadas, sometidas a fatiga, diseñadas para ser impermeables, o expuestas a un ambiente agresivo, se debe seleccionar en base a investigaciones y precauciones especiales para esas condiciones y no debe exceder los límites dados en 24.3.2.

COMENTARIO

esfuerzo se desempeñaron bien para las funciones para las cuales se diseñaron mostrando poca fisuración por flexión.

R24.3.4 En vigas T, la distribución del refuerzo negativo para el control de la fisuración debe tener en cuenta dos condiciones: (1) un espaciamiento grande del refuerzo en el ancho efectivo del ala puede provocar la formación de fisuras anchas en la losa cerca del alma, y (2) espaciamiento pequeño en la vecindad del alma deja sin protección las zonas exteriores del ala. La limitación de un décimo sirve para evitar que haya un espaciamiento muy grande, al tiempo que proporciona un poco de refuerzo adicional necesario para proteger las zonas más externas del ala.

R24.3.5 A pesar de que se han realizado numerosos estudios, no se dispone de evidencia experimental clara respecto al ancho de fisura a partir del cual existe peligro de corrosión. Las pruebas de exposición indican que la calidad del concreto, la compactación adecuada y el apropiado recubrimiento de concreto pueden ser más importantes para la protección contra la corrosión que el ancho de fisura en la superficie del concreto.

Los requisitos relacionados con un mayor recubrimiento de concreto y mayor durabilidad del acero de refuerzo se encuentran en 20.6, y las relacionadas con la durabilidad del concreto se encuentran en 19.3.

24.4 — Refuerzo de retracción y temperatura

24.4.1 En losas estructurales en una dirección donde el refuerzo a flexión se extiende en una sola dirección, se debe colocar refuerzo en dirección perpendicular al refuerzo a flexión para resistir los esfuerzos debidos a retracción y temperatura, de acuerdo con 24.4.3 y 24.4.4.

24.4.2 Cuando los movimientos por retracción y temperatura están restringidos, deben considerarse los efectos de T de acuerdo con 5.3.6.

R24.4 — Refuerzo de retracción y temperatura

R24.4.1 Se requiere refuerzo de retracción y temperatura perpendicular al refuerzo principal, para minimizar la fisuración y para amarrar la estructura con el fin de garantizar que actúe como se supone en el diseño. Los requisitos de esta sección se refieren sólo a losas estructurales y no son para losas sobre el terreno.

R24.4.2 El área de refuerzo por retracción y temperatura requerida por 24.4.3.2 ha sido satisfactoria cuando los movimientos por retracción y temperatura no están restringidos. Cuando existan muros estructurales o columnas que generen una restricción significativa a los movimientos por retracción y temperatura, la restricción a los cambios de volumen provoca tracción en las losas y desplazamientos, fuerzas cortantes y momentos en las columnas o muros. En estos casos puede ser necesario incrementar la cantidad de refuerzo de la losa requerida en la Tabla 24.4.3.2 debido a la retracción y los efectos térmicos en las dos direcciones principales (PCI MNL 120; Gilbert 1992). Tanto el refuerzo inferior como el superior son efectivos para controlar la fisuración. Las franjas de control dejadas durante el período de construcción para permitir la retracción inicial sin que se generen incrementos en los esfuerzos, son también efectivas para reducir la fisuración causada por la restricción.

REGLAMENTO**COMENTARIO****24.4.3 Refuerzo no preeforzado**

24.4.3.1 El refuerzo corrugado, que cumpla con la Tabla 20.2.2.4(a), empleado como refuerzo de retracción y temperatura debe colocarse de acuerdo con 24.4.3.2 hasta 24.4.3.5.

24.4.3.2 La cuantía refuerzo corrugado de retracción y temperatura calculada con respecto al área bruta de concreto no debe ser menor que los valores dados en la Tabla 24.4.3.2.

Tabla 24.4.3.2 — Cuantías mínimas de refuerzo corrugado de retracción y temperatura calculadas sobre el área bruta de concreto

Tipo de refuerzo	f_y , lb./pulg. ²	Cuantía mínima de refuerzo	
Barras corrugadas	< 60,000	0.0020	
Barras corrugadas o refuerzo de alambre electrosoldado	$\geq 60,000$	Mayor de:	$\frac{0.0018 \times 60,000}{f_y}$
			0.0014

24.4.3.3 El espaciamiento del refuerzo corrugado de retracción y temperatura no debe exceder el menor de **5h** y 18 pulg.

24.4.3.4 En todas las secciones donde se requiera, el refuerzo corrugado de retracción y temperatura debe ser capaz de desarrollar f_y en tracción.

24.4.3.5 Para losas prefabricadas en una dirección y paneles de muro en una dirección prefabricados y preeforzados, no se requiere el refuerzo de retracción y temperatura en dirección perpendicular al refuerzo para flexión si se cumplen (a) hasta (c).

- (a) Miembros prefabricados con anchos menores a 12 pies.
- (b) Miembros prefabricados que no están conectados mecánicamente como para causar una restricción en la dirección transversal.
- (c) Refuerzo que no se requiere para resistir esfuerzos transversales de flexión.

El afinado de piso también sufre tracción debido a la restricción del diferencial de retracción entre el afinado de piso y los miembros prefabricados o tableros permanentes de acero (que no tienen retracción) que debe ser considerada al reforzar la losa. Se deben tener en cuenta las demandas de deformación unitaria en el refuerzo que cruza las juntas de miembros prefabricados, donde ocurre la mayoría de la liberación del diferencial de retracción.

R24.4.3 Refuerzo no preeforzado

R24.4.3.2 Las cuantías mínimas para barras corrugadas o refuerzo electrosoldado de alambre, calculadas con respecto al área bruta de concreto, requeridas en 24.4.3.2, son empíricas, pero se han utilizado satisfactoriamente durante muchos años. El área de refuerzo resultante puede distribuirse cerca de la cara superior o inferior de la losa, o puede localizarse entre las dos caras de la losa según se considere apropiado para las condiciones específicas.

R24.4.3.4 Los empalmes y anclajes terminales de refuerzo de retracción y temperatura deben diseñarse para desarrollar la resistencia a la fluencia especificada del acero de refuerzo, de acuerdo con el Capítulo 25.

R24.4.3.5 En miembros de concreto preeforzados prefabricados, de ancho no mayor a 12 pies, como lasos alveolares, lasos macizas o lasos con nervaduras espaciadas cerca, usualmente no se necesita proporcionar refuerzo transversal para soportar esfuerzos de retracción y variación de temperatura en la dirección corta. Esto es generalmente cierto, también, para lasos de piso y cubierta prefabricadas no preeforzadas. El ancho de 12 pies es menor que aquel en el cual los esfuerzos por retracción y variación de temperatura pueden alcanzar una magnitud que requiera refuerzo transversal. Adicionalmente, la mayor parte de la retracción se produce antes de que los miembros sean colocados en la estructura. Una vez en la estructura final, usualmente, los miembros no están conectados en sentido transversal tan rígidamente como el concreto monolítico, y por esta razón los esfuerzos por restricción transversal debidos a retracción y variación de temperatura se reducen significativamente.

REGLAMENTO

24.4.4 Refuerzo preeforzado

24.4.4.1 El acero de preeforzado empleado como refuerzo de retracción y temperatura, debe cumplir con la Tabla 20.3.2.2, y su esfuerzo promedio mínimo de compresión, después de las pérdidas, debe ser al menos 100 lb./pulg.² sobre el área bruta del concreto.

24.5 — Esfuerzos admisibles en miembros de concreto preeforzados sometidos a flexión

24.5.1 Generalidades

24.5.1.1 Se deben limitar los esfuerzos en el concreto en miembros preeforzados sometidos a flexión de acuerdo con los requisitos de 24.5.2 hasta 24.5.4, a menos que se demuestre mediante ensayos o análisis que no se perjudica el comportamiento.

24.5.1.2 En el cálculo de los esfuerzos en transferencia del preeforzado, bajo cargas de servicio y en el estado correspondiente a cargas de fisuración, se debe emplear la teoría elástica cumpliendo con las suposiciones de (a) y (b).

- (a) Las deformaciones unitarias varían linealmente con la distancia al eje neutro de acuerdo con 22.2.1.
- (b) En secciones fisuradas el concreto no resiste tracción.

24.5.2 Clasificación de los miembros preeforzados sometidos a flexión

24.5.2.1 Los miembros preeforzados a flexión deben clasificarse como Clase U, Clase T o Clase C de acuerdo con la Tabla 24.5.2.1, en función de f_t , correspondiente al esfuerzo calculado en la fibra extrema en tracción en la zona en tracción precomprimida, calculado para cargas de servicio, suponiendo la sección como no fisurada.

COMENTARIO

Esta excepción no aplica donde el refuerzo se requiere para resistir esfuerzos de flexión como ocurre en alas delgadas de vigas T sencillas y dobles.

R24.4.4 Refuerzo preeforzado

R24.4.4.1 Los requisitos de refuerzo preeforzado se han seleccionado para proporcionar una fuerza efectiva a la losa, aproximadamente igual a la resistencia a la fluencia del refuerzo no preeforzado de retracción y temperatura. Esta cantidad de refuerzo preeforzado con un esfuerzo promedio mínimo de 100 lb./pulg.² sobre el área total del concreto, se ha utilizado exitosamente en un gran número de proyectos.

Se deben evaluar los efectos del acortamiento de la losa para asegurar una acción apropiada. En la mayoría de los casos, el bajo nivel de preeforzado recomendado no debería causar dificultades en una estructura detallada adecuadamente. Puede requerirse atención especial cuando los efectos térmicos o la restricción sean significativos.

R24.5 — Esfuerzos admisibles en miembros de concreto preeforzados sometidos a flexión

R24.5.1 Generalidades

R24.5.1.1 Los esfuerzos admisibles en el concreto se incluyeron para controlar el funcionamiento, pero no para garantizar una resistencia estructural adecuada, la cual debe verificarse de acuerdo con otros requisitos del Reglamento.

Esta sección contiene un procedimiento por medio del cual los límites de los esfuerzos no inhiban el desarrollo de nuevos productos, materiales y técnicas de construcción de concreto preeforzado. La aprobación del diseño deben cumplir con 1.10 del Reglamento.

R24.5.2 Clasificación de los miembros preeforzados sometidos a flexión

R24.5.2.1 Esta sección define tres clases de comportamiento de los miembros preeforzados a flexión. Para los miembros de la Clase U se supone un comportamiento como miembros no fisurados. Para los miembros Clase C se supone un comportamiento como miembros fisurados. El comportamiento de los miembros de Clase T se supone como una transición entre los fisurados y los no fisurados. Los requisitos de funcionamiento para cada clase están resumidos en la Tabla R24.5.2.1. Para efectos de comparación, la Tabla R24.5.2.1 también muestra los requisitos correspondientes para los miembros no preeforzados.

Estas clases se aplican tanto a los miembros

REGLAMENTO

Tabla 24.5.2.1 — Clasificación de los miembros preesforzados sometidos a flexión basada en f_t

Comportamiento supuesto	Clase	Límites de f_t
No fisurado	$U^{[1]}$	$f_t \leq 7.5\sqrt{f'_c}$
Transición entre fisurado y no fisurado	T	$7.5\sqrt{f'_c} < f_t \leq 12\sqrt{f'_c}$
Fisurado	C	$f_t > 12\sqrt{f'_c}$

[1] Los sistemas de losas preesforzadas en dos direcciones deben ser diseñadas como Clase U con $f_t \leq 6\sqrt{f'_c}$.

COMENTARIO

preesforzados sometidos a flexión, adheridos como no adheridos, sin embargo, los sistemas de losas en dos direcciones deben ser diseñados como Clase U con $f_t \leq 6\sqrt{f'_c}$.

La zona precomprimida en tracción es esa porción de un miembro preesforzado donde ocurre tracción por flexión, bajo cargas muertas y vivas no mayoradas, calculada utilizando las propiedades de la sección bruta, como si la fuerza de preesforzado no estuviera presente. El concreto preesforzado se diseña generalmente de manera que la fuerza de preesforzado introduzca compresión en dicha zona, reduciendo efectivamente la magnitud del esfuerzo por tracción.

En ambientes corrosivos, definidos como un ambiente en el cual ocurre ataque químico (tal como proveniente de agua marina, atmósferas industriales corrosiva, o gases de alcantarillados) la fisuración bajo cargas de servicio se vuelve crítica para efectos del desempeño a largo plazo. Para estas condiciones, debe incrementarse el recubrimiento de concreto de acuerdo con 20.6.1.4, y los esfuerzos de tracción deben reducirse para minimizar una posible fisuración bajo cargas de servicio.

Tabla R24.5.2.1 — Requisitos de diseño para funcionamiento

	Preesforzado			No preesforzado
	Clase U	Clase T	Clase C	
Comportamiento supuesto	No fisurado	Transición entre no fisurado y fisurado	Fisurado	Fisurado
Propiedades de la sección para calcular los esfuerzos bajo cargas de servicio	Sección bruta 24.5.2.2	Sección bruta 24.5.2.2	Sección fisurada 24.5.2.3	No hay requisitos
Esfuerzo admisible en transferencia	24.5.3	24.5.3	24.5.3	No hay requisitos
Esfuerzo de compresión admisible basado en sección no fisurada	24.5.4	24.5.4	No hay requisitos	No hay requisitos
Esfuerzo a tracción bajo cargas de servicio 24.5.2.1	$\leq 7.5\sqrt{f'_c}$	$7.5\sqrt{f'_c} < f_t \leq 12\sqrt{f'_c}$	No hay requisitos	No hay requisitos
Base para el cálculo de las deflexiones	24.2.3.8, 24.2.4.2 Sección bruta	24.2.3.9, 24.2.4.2 Sección fisurada, bilineal	24.2.3.9, 24.2.4.2 Sección fisurada, bilineal	24.2.3, 24.2.4.1 Momento efectivo de inercia
Control de fisuración	No hay requisitos	No hay requisitos	24.3	24.3
Cálculo de Δf_{ps} o f_s para el control de fisuración	---	---	Análisis de sección fisurada	$M/(A_s \times \text{brazo de palanca})$, ó $2/3 f_y$
Refuerzo superficial	No hay requisitos	No hay requisitos	9.7.2.3	9.7.2.3

24.5.2.2 Para los miembros Clase U y Clase T, se permite calcular los esfuerzos para cargas de servicio usando la sección no fisurada.

24.5.2.3 Para los miembros Clase C, los esfuerzos bajo cargas de servicio se deben calcular usando la sección transformada fisurada.

24.5.3 *Esfuerzos admisibles en el concreto después de la aplicación del preesforzado*

R24.5.2.3 Los miembros preesforzados se clasifican con base en la magnitud del esfuerzo en la zona precomprimida sometida a tracción, calculada suponiendo que la sección se mantiene sin fisurar. Una vez que se ha determinado que un miembro es Clase C, con $f_t > 12\sqrt{f'_c}$, se permite calcular los esfuerzos para cargas de servicio usando la sección transformada fisurada.

En Mast (1998) se presenta un método para calcular los esfuerzos en una sección fisurada.

R24.5.3 *Esfuerzos admisibles en el concreto después de la aplicación del preesforzado* — En esta etapa, los esfuerzos en el concreto son causados por el peso del miembro y la

REGLAMENTO

24.5.3.1 Los esfuerzos en la fibra extrema en compresión calculados inmediatamente después de la aplicación del preesforzado, antes de las pérdidas de preesforzado que dependen del tiempo, no deben exceder los límites de la Tabla 24.5.3.1.

Tabla 24.5.3.1 — Límites para los esfuerzos a compresión en el concreto después de la aplicación del preesforzado

Ubicación	Límite del esfuerzo a compresión
En los extremos de miembros simplemente apoyados	$0.70 f'_{ci}$
En otras ubicaciones	$0.60 f'_{ci}$

24.5.3.2 Los esfuerzos a tracción calculados inmediatamente después de la aplicación del preesforzado, antes de las pérdidas de preesforzado que dependen del tiempo, no deben exceder los límites de la Tabla 24.5.3.2, excepto en lo que se permite en 24.5.3.2.1.

Tabla 24.5.3.2 — Límites para los esfuerzos a tracción en el concreto después de la aplicación del preesforzado, sin refuerzo adicional adherido en la zona de tracción

Ubicación	Límite del esfuerzo a tracción en el concreto
En los extremos de miembros simplemente apoyados	$6\sqrt{f'_{ci}}$
En otras ubicaciones	$3\sqrt{f'_{ci}}$

24.5.3.2.1 Se permite exceder los límites de la Tabla 24.5.3.2 cuando se coloca refuerzo adicional adherido en la zona de tracción para resistir la fuerza total de tracción en el concreto, calculado bajo la suposición de sección no fisurada.

24.5.4 Esfuerzos admisibles en el concreto sometido a compresión bajo cargas de servicio

24.5.4.1 En miembros preesforzados sometidos a flexión Clases U y T, los esfuerzos en el concreto bajo cargas de servicio, después de que han ocurrido todas las pérdidas de preesforzado, no deben exceder los límites de la Tabla 24.5.4.1.

COMENTARIO

fuerza en el acero de preesforzado, después del gateo, reducida por las pérdidas debidas al asentamiento del anclaje y el acortamiento elástico del concreto. Generalmente, la retracción, el flujo plástico y los efectos de relajación no se incluyen en esta etapa. Estos esfuerzos se aplican tanto al concreto pretensado como al postensado, con las modificaciones adecuadas para las pérdidas durante la transferencia.

R24.5.3.1 Los esfuerzos a compresión admisibles en transferencia son mayores en los extremos de los miembros simplemente apoyados que en otras ubicaciones; esto se basa en la investigación y en las prácticas industriales del concreto prefabricado y preesforzado (Castro et al. 2004; Dolan and Krohn (2007); Hale and Russell (2006)).

R24.5.3.2 Los límites de los esfuerzos a tracción de $3\sqrt{f'_{ci}}$ y $6\sqrt{f'_{ci}}$ se refiere a esfuerzos a tracción que se localizan fuera de la zona de tracción precomprimida. Cuando los esfuerzos de tracción exceden los valores admisibles, se puede calcular la fuerza total en la zona de esfuerzo de tracción y se puede diseñar el refuerzo con base a esta fuerza, para un esfuerzo de $0.6 f_y$, pero no mayor de 30,000 lb./pulg.². Los efectos del flujo plástico y retracción comienzan a reducir el esfuerzo de tracción casi inmediatamente, no obstante, algo de tracción permanece en esta zona después de que han ocurrido todas las pérdidas del preesforzado.

R24.5.4 Esfuerzos admisibles en el concreto sometido a compresión bajo cargas de servicio

R24.5.4.1 El límite para el esfuerzo a compresión se estableció de manera conservadora en $0.45 f'_c$ para disminuir la probabilidad de falla de miembros de concreto preesforzado debido a cargas repetidas. Este límite parece razonable para evitar deformaciones excesivas por flujo plástico. A valores de esfuerzo mayores, las deformaciones unitarias por flujo plástico tienden a incrementarse más rápidamente de lo que se incrementa el esfuerzo aplicado.

Los ensayos de fatiga realizados en vigas de concreto preesforzado han demostrado que las fallas por compresión del concreto no constituyen un criterio de control. Por lo

REGLAMENTO

Tabla 24.5.4.1 — Límite para los esfuerzos a compresión bajo cargas de servicio

Condición de carga	Límite del esfuerzo a compresión en el concreto
Preesfuerzo mas cargas permanentes en el tiempo	$0.45f'_c$
Preesfuerzo más todas las cargas	$0.60f'_c$

COMENTARIO

tanto, el límite de esfuerzos de **$0.60f'_c$** permite un incremento de un tercio en el esfuerzo admisible a compresión para miembros sometidos a cargas transitorias.

La carga viva sostenida en el tiempo es cualquier porción de la carga viva de servicio que se mantendrá por un período suficiente para causar deflexiones dependientes del tiempo significativas. Así, cuando las cargas muertas y vivas permanentes en el tiempo son un porcentaje alto de la carga de servicio total, el límite de **$0.45f'_c$** de la Tabla 24.5.4.1 puede controlar. Por otra parte, cuando una porción apreciable de la carga de servicio total consiste en una carga viva de servicio transitoria o temporal, el límite de esfuerzo incrementado de **$0.60f'_c$** controla.

El límite al esfuerzo de compresión de **$0.45f'_c$** para preesforzado más cargas mantenidas en el tiempo continúa controlando el comportamiento a largo plazo de miembros preesforzados.



REGLAMENTO**COMENTARIO****CAPÍTULO 25 — DETALLES DEL REFUERZO****25.1 — Alcance**

25.1.1 Los requisitos de este capítulo se aplican a los detalles del refuerzo e incluyen:

- (a) Espaciamiento mínimo.
- (b) Ganchos estándar, ganchos sísmicos y ganchos suplementarios.
- (c) Desarrollo del refuerzo.
- (d) Empalmes.
- (e) Paquete de barras.
- (f) Refuerzo transversal.
- (g) Anclajes y conectores para postensado.

25.1.2 Los requisitos de 25.9 aplican a zonas de anclajes para tendones de postensado.

25.2 — Espaciamiento mínimo del refuerzo

25.2.1 Para refuerzo no preesforzado paralelo colocado en una capa horizontal, la distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser al menos el mayor entre 1 pulg., d_b , y $(4/3)d_{agg}$.

25.2.2 Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas horizontales, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores, con una distancia libre entre capas no menor de 1 pulg.

25.2.3 Para refuerzo longitudinal en columnas, pedestales, puntales y elementos de borde en muros, la distancia libre entre barras debe ser al menos el mayor de 1.5 pulg., $1.5d_b$, y $(4/3)d_{agg}$.

R25 — DETALLES DEL REFUERZO**R25.1 — Alcance**

Los métodos y normas recomendados para la preparación de los planos de diseño, detalles típicos y planos para la fabricación y colocación del refuerzo en estructuras de concreto reforzado, se describen en *ACI Detailing Manual* (SP-66)

En este Reglamento, todos los requisitos relativos a los diámetros de las barras, alambres y torones (y su área) se basan en las dimensiones nominales del refuerzo, tal como se proporcionan en la norma correspondiente de la ASTM. Las dimensiones nominales equivalen a la de un área circular que tiene el mismo peso por pie que los tamaños de las barras, los alambres y los torones designados por la ASTM. El área de la sección transversal del refuerzo se basa en las dimensiones nominales.

R25.1.1 Además de los requisitos de este Capítulo que afectan al refuerzo, el detallado específico para miembros particulares se proporciona en los capítulos correspondientes. Otros detalles asociados con los requisitos de integridad estructural se encuentran en 4.10.

**R25.2 — Espaciamiento mínimo del refuerzo**

Los límites mínimos se establecieron con el fin de permitir el flujo rápido del concreto dentro de los espacios comprendidos entre las barras y entre las barras y el encofrado sin formar hormigueros y con el objeto de evitar la concentración de barras en el mismo plano lo cual puede causar fisuración por cortante 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. En el 2014, los límites en el tamaño de los agregados fueron convertidos a requisitos de espaciamiento mínimo y se incluyen con el fin de asegurar que el refuerzo quede adecuadamente embebido, minimizando la formación de hormigueros. Nótese que las limitaciones para el tamaño del agregado pueden omitirse si, a juicio del profesional facultado para diseñar, la trabajabilidad y los métodos de compactación del concreto son tales que el concreto pueda colocarse sin que se formen hormigueros o vacíos.

Las longitudes de desarrollo dadas en 25.4 son una función de los espaciamientos entre las barras y el recubrimiento. Como consecuencia, puede ser deseable usar en algunos casos un espaciamiento y recubrimiento de barras mayor que el mínimo requerido.

REGLAMENTO

25.2.4 Para los torones de pretensado en el extremo de un miembro, el espaciamiento mínimo entre los centros, s , debe ser el mayor valor entre lo indicado en la Tabla 25.2.4, y $\left[(4/3)d_{agg} + d_b\right]$.

Tabla 25.2.4 — Espaciamiento mínimo medido centro a centro de los torones de pretensado en los extremos de un miembro

f'_c , lb./pulg. ²	Diámetro nominal del torón, pulg.	s mínimo
< 4000	Todos	$4d_b$
≥ 4000	< 0.5 pulg	$4d_b$
	0.5 pulg.	1-3/4 pulg.
	0.6 pulg.	2 pulg.

25.2.5 Para los alambres de pretensado en el extremo de un miembro, el espaciamiento mínimo centro a centro, s , debe ser el mayor de $5d_b$ y $\left[(4/3)d_{agg} + d_b\right]$.

25.2.6 Se permite reducir el espaciamiento vertical incluyendo los paquetes de refuerzo preesforzado en la sección media de un vano.

25.3 — Ganchos estándar, ganchos sísmicos, ganchos suplementarios y diámetro interior de doblado

25.3.1 Los ganchos estándar para el desarrollo de las barras corrugadas en tracción deben cumplir con la Tabla 25.3.1.

COMENTARIO

R25.2.4 El menor espaciamiento permitido para resistencia en transferencia de 4000 lb./pulg.² o más se basa en Deatherage et al. (1994) y Russell and Burns (1966).

Tabla 25.3.1 — Geometría del gancho estándar para el desarrollo de barras corrugadas en tracción

Tipo de gancho estándar	Diámetro de la barra	Diámetro interior mínimo de doblado, pulg.	Extensión recta ^[1] ℓ_{ext} , pulg.	Tipo de gancho estándar
Gancho de 90 grados	No. 3 a No. 8	$6d_b$	12 d_b	
	No. 9 a No. 11	$8d_b$		
	No. 14 y No. 18	$10d_b$		
Gancho de 180 grados	No. 3 a No. 8	$6d_b$	Mayor de $4d_b$ y 2.5 pulg.	
	No. 9 a No. 11	$8d_b$		
	No. 14 y No. 18	$10d_b$		

^[1] El gancho estándar para las barras corrugadas en tracción incluye el diámetro interior específico del doblez y el largo de la extensión recta. Se permite usar una extensión recta más larga en el extremo del gancho. No se considera que esta extensión aumente la resistencia de anclaje del gancho.

REGLAMENTO

25.3.2 El diámetro mínimo interior de doblado para barras usadas como refuerzo transversal y ganchos estándar usados para anclar estribos, estribos cerrados de confinamiento y espirales deben cumplir con la Tabla 25.3.2. Los ganchos estándar deben abrazar el refuerzo longitudinal.

COMENTARIO

R25.3.2 Los ganchos estándar de estribos y estribos cerrados de confinamiento están limitados a barras No. 8 o menores, y el gancho de 90 grados con un extensión de $6d_b$ está limitado además a barras No.5 o menores, en ambos casos como resultado de investigaciones que demuestran que los tamaños mayores de barras con gancho de 90 grados y extensiones de $6d_b$, tienden a descascarar el recubrimiento de concreto cuando el refuerzo es sometido a esfuerzos y el gancho se endereza.

El doblez mínimo de $4d_b$ para los tamaños de barras que comúnmente se utilizan para estribos y estribos cerrados de confinamiento, se basa en la práctica aceptada de la industria en los Estados Unidos. El uso de barras para estribos No. 5 ó menores con ganchos estándar de 90, 135 ó 180 grados en permite doblar múltiples unidades con equipo normal para doblar estribos.

Se deben tener en cuenta los problemas de facilidad de construcción al seleccionar los detalles de anclajes. En particular, el uso de ganchos de 180 grados debe evitarse en estribos cerrados y estribos de confinamiento en forma de refuerzo continuo.

Tabla 25.3.2 — Diámetro mínimo interior de doblado y geometría del gancho estándar para estribos, amarras y estribos cerrados de confinamiento

Tipo de gancho estándar	Diámetro de la barra	Diámetro interior mínimo de doblado pulg.	Extensión recta ^[1] ℓ_{ext} pulg.	Tipo de gancho estándar
Gancho de 90 grados	No. 3 al No. 5	$4d_b$	Mayor de $6d_b$ y 3 pulg.	
	No. 6 al No. 8	$6d_b$	$12d_b$	
Gancho de 135 grados	No. 3 al No. 5	$4d_b$	Mayor de $6d_b$ y 3 pulg.	
	No. 6 al No. 8	$6d_b$		
Gancho de 180 grados	No. 3 al No. 5	$4d_b$	Mayor de $4d_b$ y 2.5 pulg.	
	No. 6 al No. 8	$6d_b$		

^[1] El gancho estándar para estribos y estribos cerrados de confinamiento incluye el diámetro interior del doblez específico y el largo de la extensión recta. Se permite usar una extensión recta más larga en el extremo del gancho. No se considera que esta extensión aumente la resistencia de anclaje del gancho.

25.3.3 El mínimo diámetro interior de doblado en el refuerzo electrosoldado de alambre usado en estribos no debe ser menor que $4d_b$ para alambre corrugado mayor de D6 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.

R25.3.3 Puede utilizarse refuerzo electrosoldado de alambre liso o corrugado para estribos. El alambre en las intersecciones soldadas no tiene la misma ductilidad y capacidad de doblado uniformes que en las zonas en que no se ha calentado por la soldadura en el proceso de fabricación del refuerzo de alambre electrosoldado. Estos efectos de la

REGLAMENTO

25.3.4 Los ganchos sísmicos usados para anclar los estribos, estribos cerrados de confinamiento y ganchos suplementarios deben cumplir con (a) y (b):

- (a) Doblez mínimo de 90 grados para estribos cerrados de confinamiento circulares y de 135 grados para los demás estribos cerrados de confinamiento.
- (b) El gancho debe abrazar el refuerzo longitudinal y la extensión debe proyectarse hacia el interior del estribo o estribo cerrado de confinamiento.

25.3.5 Los ganchos suplementarios deben cumplir de (a) hasta (e):

- (a) Los ganchos suplementarios deben ser continuos entre los extremos.
- (b) Debe existir un gancho sísmico en un extremo.
- (c) Debe existir un gancho estándar en el otro extremo con un doblez mínimo de 90 grados.
- (d) Los ganchos deben abrazar las barras longitudinales periféricas.
- (e) Los ganchos de 90 grados de dos ganchos suplementarios sucesivos que abrazan las mismas barras longitudinales deben quedar con los extremos alternados, excepto cuando los ganchos suplementarios cumplen con 18.6.4.3 ó 25.7.1.6.1.

25

25.4 — Desarrollo del refuerzo

25.4.1 Generalidades

25.4.1.1 La tracción o compresión calculada en el refuerzo en cada sección de un miembro debe ser desarrollada hacia cada lado de dicha sección mediante una longitud embebida en el concreto, gancho, barra corrugada con cabeza o dispositivo mecánico, o una combinación de ellos.

COMENTARIO

temperatura de soldadura, por lo general, se disipan a una distancia de aproximadamente cuatro diámetros del alambre. Los diámetros mínimos de doblado permitidos son, en la mayoría de los casos, los mismos que los requeridos en los ensayos de doblado para alambre de las normas ASTM. (ASTM A1064 y A1022).

R25.3.5 Los ganchos suplementarios se ilustran en la Fig. R25.3.5

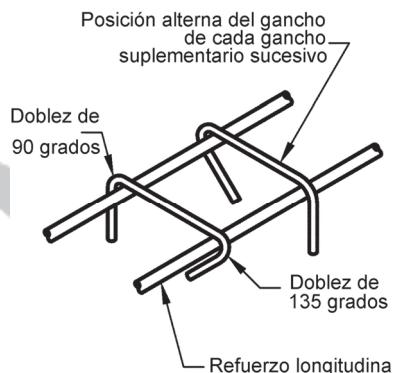


Fig. R25.3.5 — Gancho suplementario

25.4 — Desarrollo del refuerzo

25.4.1 Generalidades

R25.4.1.1 El concepto de longitud de desarrollo se basa en el esfuerzo de adherencia obtenible sobre la longitud embebida del refuerzo (ACI Committee 408 1996). Las longitudes de desarrollo especificadas se requieren, en gran medida, por la tendencia de las barras sometidas a esfuerzos altos a fisurar el concreto que restringe la barra cuando las secciones de concreto son relativamente delgadas. Una barra individual embebida en una masa de concreto no necesita una longitud de desarrollo tan grande; aunque una fila de barras, aun en concreto masivo, puede crear un plano de debilidad presentándose fisuración longitudinal a lo largo del plano de las barras.

En la práctica, el concepto de longitud de desarrollo requiere longitudes o extensiones mínimas del refuerzo más allá de todos los puntos de esfuerzo máximo en el refuerzo. Tales esfuerzos máximos generalmente ocurren en los puntos donde se presentan los esfuerzos máximos y puntos del vano donde termina o se dobla el refuerzo adyacente. Desde el punto de esfuerzo máximo en el refuerzo, se necesita cierta longitud o anclaje del refuerzo a través del cual se desarrolle el esfuerzo. Esta longitud de desarrollo o anclaje se necesita

REGLAMENTO**COMENTARIO**

25.4.1.2 Los ganchos y las barras corrugadas con cabeza no se deben emplear para desarrollar barras en compresión.

25.4.1.3 Las longitudes de desarrollo no requieren de un factor de reducción de resistencia ϕ .

25.4.1.4 Los valores de $\sqrt{f'_c}$ usados para calcular la longitud de desarrollo no deben exceder de 100 lb./pulg.².

25.4.2 Desarrollo de barras corrugadas y alambres corrugados en tracción

25.4.2.1 La longitud de desarrollo para barras corrugadas y alambre corrugado en tracción, ℓ_d , debe ser la mayor de (a) y (b):

- (a) La longitud calculada de acuerdo con 25.4.2.2 ó 25.4.2.3 usando los factores de modificación de 25.4.2.4
- (b) 12 pulg.

25.4.2.2 Para barras corrugadas o alambres corrugados, ℓ_d debe calcularse de acuerdo a la Tabla 25.4.2.2.

en ambos lados de los puntos de esfuerzo máximo. Con frecuencia, el refuerzo 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, el refuerzo por momento negativo continúa a través de un apoyo hasta la mitad del vano siguiente.

R25.4.1.2 Los ganchos y las cabezas no son efectivos en compresión. No existen datos disponibles que demuestren que el uso de cabezas y ganchos reduzca la longitud de desarrollo en compresión.

R25.4.1.3 El factor de reducción de resistencia ϕ no se usa en las ecuaciones de las longitudes de desarrollo y de empalme por traslapo. Las expresiones para determinar las longitudes de desarrollo y de empalme por traslapo incluyen una holgura por deficiencia de la resistencia.

R25.4.1.4 Darwin et al. (1996) muestra que la fuerza desarrollada en los ensayos por una barra en desarrollo y por empalmes por traslapo aumenta a una tasa inferior a $\sqrt{f'_c}$ con el incremento de la resistencia a compresión. Sin embargo, usar $\sqrt{f'_c}$ es suficientemente preciso para valores de $\sqrt{f'_c}$ de hasta 100 lb./pulg.², debido a que el $\sqrt{f'_c}$ se ha usado por mucho tiempo en el diseño, el Comité 318 del ACI decidió no cambiar el exponente aplicado a la resistencia a compresión usada para calcular la longitud de desarrollo y de empalme por traslapo, sino más bien fijar un límite superior de 100 lb./pulg.² para $\sqrt{f'_c}$.

25.4.2 Desarrollo de barras corrugadas y alambres corrugados en tracción

R25.4.2.1 Este requisito utiliza dos enfoques para calcular la longitud de desarrollo a tracción. El usuario puede usar las disposiciones simplificadas de 25.4.2.2 o la ecuación general de longitud de desarrollo (ecuación (25.4.2.3a)), que se basa en la expresión aprobada por ACI 408.1R (Jirsa et al. 1979). En la Tabla 25.4.2.2, ℓ_d se basa en dos valores preseleccionados de $(c_b + K_{tr})/d_b$. En cambio, el ℓ_d de la ecuación (25.4.3.2a) se basa en el valor de $(c_b + K_{tr})/d_b$ real.

Aunque no existen requisitos para disponer refuerzo transversal a lo largo de la longitud de desarrollo o de empalme por traslapo en tracción, investigaciones recientes (Azizinamini et al. 1999a,b) señalan que para concretos con muy alta resistencia a la compresión, se producen fallas frágiles de anclaje en las barras con refuerzo transversal inadecuado. En ensayos de barras No. 8 y No. 11 empalmadas por traslapo en concreto con un f'_c de aproximadamente 15,000 lb./pulg.², el refuerzo transversal mejoró el comportamiento dúctil del anclaje.

R25.4.2.2 Estos requisitos reconocen que muchos casos prácticos corrientes en construcción usan valores de espaciamiento y recubrimiento, además de refuerzo de

REGLAMENTO

Tabla 25.4.2.2 — Longitud de desarrollo para barras corrugadas y alambre corrugado en tracción

Espaciamiento y recubrimiento	Barras No. 6 ó menores y alambres corrugados	Barras No. 7 y mayores
Espaciamiento libre entre barras o alambres que se están desarrollando o empalmando por traslapo no menor que d_b , recubrimiento libre al menos d_b , y no menos estribos a lo largo de ℓ_d que el mínimo del Reglamento o espaciamiento libre entre barras o alambres que están siendo desarrollados o empalmados por traslapo no menor que $2d_b$ y recubrimiento libre no menor que d_b	$\left(\frac{f_y \psi_t \psi_e}{25\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left(\frac{f_y \psi_t \psi_e}{20\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$
Otros casos	$\left(\frac{3f_y \psi_t \psi_e}{50\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left(\frac{3f_y \psi_t \psi_e \lambda}{40\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$

COMENTARIO

confinamiento como estribos, que conducen a un valor $(c_b + K_{tr})/d_b$ de al menos 1.5. Ejemplo de esto puede ser un recubrimiento efectivo mínimo de d_b junto a un espaciamiento libre de $2d_b$ o una combinación de un espaciamiento libre de d_b y estribos mínimos. Para estos casos, de ocurrencia frecuente, la longitud de desarrollo para barras de gran diámetro puede tomarse como $\ell_d = [f_y \psi_t \psi_e / (1.7\lambda \sqrt{f'_c})] d_b$. En el desarrollo del ACI 318-95, la comparación con las disposiciones pasadas y la verificación con una base de datos experimentales mantenida por ACI 408.1R indicaron que para barras corrugadas No. 6 y menores, así como también para alambres corrugados, las longitudes de desarrollo podían reducirse en un 20 por ciento usando $\psi_s = 0.8$. Esto se convirtió en la base para la columna “Barras No. 6 o menores y alambres corrugados” de la Tabla en 25.4.2.2. Con menos recubrimiento y en ausencia de estribos mínimos, los límites del espaciamiento libre mínimo de 25.2.1 y los requisitos de recubrimiento mínimo de concreto de 20.6.1.3 conducen a un valor mínimo del recubrimiento c_b igual a d_b . Así, para “otros casos”, los valores se calculan usando $(c_b + K_{tr})/d_b = 1.0$ en la ecuación (25.4.2.3a).

El usuario puede construir fácilmente expresiones simples y útiles. Por ejemplo, en todas las estructuras con concreto de peso normal ($\lambda = 1.0$), refuerzo sin revestimiento ($\psi_e = 1.0$), barras No. 7 o mayores localizadas en la parte inferior de la sección ($\psi_t = 1.0$) con $f'_c = 4000$ lb./pulg.² y acero Grado 60, las ecuaciones se reducen a

$$\ell_d = \frac{(60,000)(1.0)(1.0)}{20(1.0)\sqrt{4000}} d_b = 47d_b$$

o

$$\ell_d = \frac{3(60,000)(1.0)(1.0)}{40(1.0)\sqrt{4000}} d_b = 71d_b$$

Así, en la medida que se disponga un recubrimiento mínimo d_b junto con un espaciamiento efectivo mínimo $2d_b$, o un recubrimiento libre de d_b y un espaciamiento efectivo d_b junto con estribos mínimos, entonces $\ell_d = 47d_b$. El castigo por usar un espaciamiento de barras menor o proporcionar un recubrimiento menor es el requisito que $\ell_d = 71d_b$.

R25.4.2.3 La ecuación (25.4.2.3a) incluye los efectos de todas las variables que controlan la longitud de desarrollo. En la ecuación (25.4.2.3a), c_b es un factor que representa el menor valor entre el recubrimiento lateral, el recubrimiento de la barra o alambre (en ambos casos medido hasta el centro de la barra o alambre) y la mitad del espaciamiento medido entre

25.4.2.3 Para barras corrugadas y alambres corrugados ℓ_d debe ser:

REGLAMENTO

$$\ell_d = \left(\frac{3f_y}{40\lambda\sqrt{f'_c}} \left(\frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}} \right) \right) d_b \quad (25.4.2.3a)$$

en donde el término de confinamiento $(c_b + K_{tr})/d_b$ no debe tomarse mayor a 2.5 y

$$K_{tr} = \frac{40A_{tr}}{sn} \quad (25.4.2.3b)$$

en donde n es el número de barras o alambres que se empalman o desarrollan dentro del plano de hendimiento. Se puede usar $K_{tr} = 0$ como una simplificación de diseño aún si hay refuerzo transversal presente.

COMENTARIO

los centros de las barras o alambres. K_{tr} es un factor que representa la contribución del refuerzo de confinamiento que atraviesa los planos potenciales de hendidura. ψ_t es el factor tradicional de ubicación del refuerzo, que refleja los efectos adversos de la posición de las barras (anteriormente llamado “efecto de la barra superior”). ψ_e es un factor de revestimiento, que refleja los efectos del revestimiento epóxico. Existe un límite para el producto $\psi_t \psi_e$. El factor ψ_s depende del tamaño del refuerzo, que refleja el comportamiento más favorable del refuerzo de menor diámetro. El término $(c_b + K_{tr})/d_b$ se limita a 2.5. Cuando $(c_b + K_{tr})/d_b$ es menor de 2.5, pueden ocurrir fallas por hendidura. Para valores mayores que 2.5, se espera una falla de extracción por deslizamiento y un incremento en el recubrimiento o refuerzo transversal probablemente no aumenta la capacidad de anclaje.

Existen muchas combinaciones prácticas de recubrimiento lateral, recubrimiento libre y refuerzo de confinamiento que pueden usarse en 25.4.2.3 para producir longitudes de desarrollo significativamente más cortas que las permitidas por 25.4.2.2. Por ejemplo: barras o alambres con un recubrimiento efectivo mínimo no menor a $2d_b$ y espaciamiento libre no menor a $4d_b$ y sin refuerzo de confinamiento tendrían un valor de $(c_b + K_{tr})/d_b$ igual a 2.5 y, por lo tanto, requerirían una longitud de desarrollo de sólo $28d_b$ para el ejemplo mostrado en R25.4.2.2.

Con anterioridad al ACI 318-08, la ecuación (25.4.2.3b) para K_{tr} incluía la resistencia a fluencia del refuerzo transversal. La expresión actual incluye solamente el área y el espaciamiento del refuerzo transversal y el número de alambres o barras en desarrollo o empalmadas por traslapo porque los ensayos demuestran que el refuerzo transversal raramente fluye durante una falla de adherencia (Azizinamini et al. 1995).

Los términos en la ecuación (25.4.2.3a) pueden ser despreciados cuando dicha omisión produzca longitudes de desarrollo mayores y, por lo tanto, más conservadoras.

R25.4.2.4 El factor λ para concreto de peso liviano usado para calcular la longitud de desarrollo de las barras y alambres corrugados sometidos a tracción se hizo igual para todos los tipos de concreto con agregado de peso liviano. Las investigaciones no confirmaron las variaciones de este factor para todos los concretos livianos y concreto liviano con arena utilizadas en reglamentos anteriores a 1989. La Sección 25.4.2.4 permite un factor mayor al usado cuando se especifica la resistencia a la tracción por hendimiento del concreto liviano. Véase 19.2.4.

El factor ψ_e para revestimiento epóxico se basa en estudios (Treece and Jirsa 1989; Johnston and Zia 1982; Mathey and Clifton 1976) sobre el anclaje de barras revestidas con epóxico las cuales muestran que la resistencia a adherencia se reduce debido a que el revestimiento la evita y disminuye el coeficiente de fricción entre la barra y el concreto. El factor refleja un tipo de falla de anclaje que es

25.4.2.4 Para el cálculo de ℓ_d , los factores de modificación deben cumplir con la Tabla 25.4.2.4.

REGLAMENTO

Tabla 25.4.2.4 — Factores de modificación para el desarrollo de las barras corrugadas y alambres corrugados en tracción

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Concreto de peso liviano λ	Concreto de peso liviano	0.75
	Concreto de peso liviano, donde f_{ct} se especifica	De acuerdo con 19.2.4.3
	Concreto de peso normal	1.0
$\psi_e^{[1]}$	Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico con menos de $3d_b$ de recubrimiento, o separación libre menor que $6d_b$	1.5
	Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico para todas las otras condiciones	1.2
	Refuerzo sin recubrimiento o refuerzo recubierto con zinc (galvanizado)	1.0
ψ_s	Para barras No. 7 y mayores	1.0
	Para barras No. 6 o menores y alambres corrugados	0.8
$\psi_t^{[1]}$	Más de 12 pulg. de concreto fresco colocado bajo el refuerzo horizontal	1.3
	Otra	1.0

^[1] El producto ($\psi_t \psi_e$) no hay necesidad de que exceda 1.7.

25.4.3 Desarrollo de ganchos estándar en tracción

25.4.3.1 La longitud de desarrollo, ℓ_{dh} , para barras corrugadas en tracción que terminen en un gancho estándar debe ser la mayor de (a) hasta (c):

$$(a) \left(\frac{f_y \psi_e \psi_c \psi_r}{50 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b \text{ con } \psi_e, \psi_c, \psi_r \text{ y } \lambda \text{ de 25.4.3.2}$$

(b) $8d_b$

(c) 6 pulg.

25.4.3.2 Para el cálculo de ℓ_{dh} , los factores de modificación deben cumplir con la Tabla 25.4.3.2. Los factores ψ_c y ψ_r pueden tomarse iguales a la unidad (1.0). En los

COMENTARIO

probable que ocurra. Cuando el recubrimiento o espaciamiento es pequeño, puede producirse una falla por hendimiento y el anclaje o la resistencia a la adherencia se reduce substancialmente. 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 (Orangun et al. 1977) han mostrado que a pesar de que el recubrimiento o espaciamiento puedan ser pequeños, la resistencia de anclaje puede incrementarse agregando acero transversal que cruce el plano de hendimiento restringiendo así la fisura por hendimiento.

Debido a que la adherencia de barras revestidas con epóxico o con recubrimiento dual de zinc y epóxico ya está reducida por la pérdida de adherencia y menor coeficiente de fricción entre la barra y el concreto, se establece un límite superior de 1.7 para el producto de los factores por refuerzo superior y por refuerzo revestido con epóxico o con recubrimiento dual de zinc y epóxico.

El factor ψ_s de tamaño del refuerzo, refleja el comportamiento más favorable del refuerzo de menor diámetro.

El factor por ubicación del refuerzo, ψ_t , toma en cuenta la posición del refuerzo en el concreto fresco. El factor 1.3 se basa en las investigaciones (Jirsa and Breen 1981; Jeanty et al. 1988). La aplicación del factor por ubicación debe considerarse al determinar las longitudes de desarrollo de refuerzos inclinados.

R25.4.3 Desarrollo de ganchos estándar en tracción

R25.4.3.1-1 El estudio de las fallas de barras con gancho indica que la separación del recubrimiento de concreto en el plano del gancho es la causa principal de falla, y que el hendimiento 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 , el cual controla la magnitud de los esfuerzos de compresión sobre la cara interior del gancho. Sólo se consideran ganchos estándar (véase 25.3.1) y la influencia de radios de doblado mayores no puede ser evaluada mediante 25.4.3.

Los requisitos de anclaje de barras con gancho dan la longitud total embebida de la barra con gancho, como se muestra en la Tabla 25.3.1. La longitud de desarrollo ℓ_{dh} se mide desde la sección crítica hasta el extremo exterior (o borde) del gancho.

Los factores de modificación debido al efecto de la resistencia a la fluencia de la barra, refuerzo en exceso, concreto liviano, así como factores que reflejan la resistencia al hendimiento proporcionada por el confinamiento con concreto o por estribos transversales se basan en las recomendaciones de ACI 408.1R y Jirsa et al. (1979).

R25.4.3.2 A diferencia de la longitud de desarrollo para una barra recta, no se hace distinción alguna para su ubicación en el concreto fresco.

REGLAMENTO

extremos discontinuos de los miembros, se debe aplicar 25.4.3.3.

Tabla 25.4.3.2 — Factores de modificación para el desarrollo de las barras con gancho en tracción

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Concreto liviano λ	Concreto de peso liviano	0.75
	Concreto de peso normal	1.0
Ψ_e Epóxico	Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico	1.2
	Refuerzo sin recubrimiento o refuerzo recubierto con zinc (galvanizado)	1.0
Ψ_c Recubrimiento	Para ganchos de barras No. 11 y menores, con recubrimiento lateral (normal al plano del gancho) $\geq 2 - 1/2$ pulg. y para ganchos de 90 grados con recubrimiento en la extensión de la barra más allá del gancho ≥ 2 pulg.	0.7
	Otras	1.0
Ψ_r Confinamiento del refuerzo	Para ganchos de 90 grados de barras No. 11 y menores que se encuentran: (1) confinados a lo largo de ℓ_{dh} con estribos ^[1] perpendiculares a ℓ_{dh} con $s \leq 3d_b$, o bien, (2) confinados a lo largo de la barra que se está desarrollando más allá del gancho por estribos ^[1] perpendiculares a ℓ_{ext} con $s \leq 3d_b$	0.8
	Para ganchos de 180 grados de barra No. 11 y menores que se encuentran confinados con estribos ^[2] perpendiculares a ℓ_{ext} con $s \leq 3d_b$	
	Otros	1.0

^[1] El primera estribo debe confinar la parte doblada del gancho dentro de una distancia $2d_b$ del borde externo del doblez del gancho.

^[2] d_b es el diámetro nominal de la barra del gancho.

COMENTARIO

El factor ψ_e que refleja los efectos del revestimiento epóxico se basa en los ensayos (Hamad et al. 1993) que muestran que la longitud de desarrollo para barras con gancho debe incrementarse en un 20 por ciento para tomar en consideración la reducción en la adherencia cuando el refuerzo está recubierto con epóxico.

El factor ψ_r de refuerzo de confinamiento se basa en ensayos (Jirsa and Marques 1975) que indican que los estribos espaciados cerca colocados en las cercanías de la zona del doblez en barras con ganchos son muy efectivos para confinar la barra con gancho. En la práctica de la construcción esto no es siempre posible. Los casos en que se puede usar los factores de modificación ψ_r se muestran en las Figuras R25.4.3.2(a) y R25.4.3.2 (b). La Fig. R25.4.3.2(a) muestra la ubicación de los estribos perpendiculares a la barra que se está desarrollando, espaciados a lo largo de la longitud de desarrollo, ℓ_{dh} , del gancho. La Fig. R25.4.3.2(b) muestra la ubicación de los estribos paralelos a la barra que se está desarrollando, espaciados a lo largo del gancho y el doblez de la barra. Esta última configuración es típica en un nudo viga-columna.

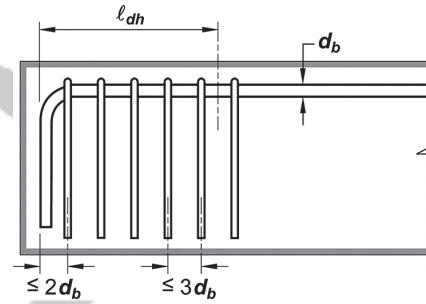


Fig. R25.4.3.2(a) — Estribos colocados perpendicularmente a la barra en desarrollo, espaciados a lo largo de la longitud de desarrollo ℓ_{dh} .

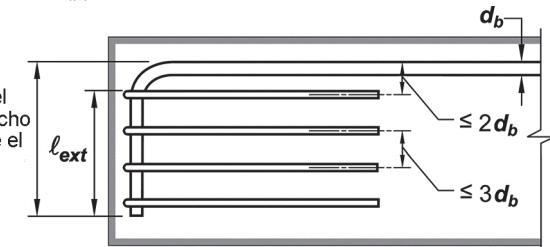


Fig. R25.4.3.2(b) — Estribos colocados paralelamente a la barra en desarrollo, espaciados a lo largo del gancho más el doblez.

25.4.3.3 Para la longitud de desarrollo de barras con un gancho estándar en extremos discontinuos de miembros con recubrimiento a ambos lados del gancho y en el borde superior (o inferior) menores que 2-1/2 pulg., la barra con gancho debe cumplir con (a) hasta (c):

- (a) El gancho se debe confinar a lo largo de ℓ_{dh} con estribos perpendiculares a ℓ_{dh} con $s \leq 3d_b$.
- (b) El primer estribo debe confinar la parte doblada del

R25.4.3.3 Los ganchos de barras son especialmente susceptibles a fallas por hendimiento del concreto, cuando los recubrimientos, tanto lateral (medido perpendicular al plano del gancho) como superior o inferior (medido en el plano del gancho) son pequeños (véase la Fig. R25.4.3.3). Cuando el confinamiento proporcionado por el concreto es mínimo, el confinamiento proporcionado por estribos es esencial, especialmente cuando debe desarrollarse la resistencia completa de una barra con gancho con un recubrimiento tan

REGLAMENTO

gancho dentro de una distancia $2d_b$ del exterior del doblez.
 (c) ψ_r debe tomarse como la unidad (1.0) al calcular ℓ_{dh} de acuerdo con 25.4.3.1(a).

donde d_b es el diámetro nominal de la barra con gancho

COMENTARIO

pequeño. Algunos casos típicos en que los ganchos requieren estribos para confinamiento son los extremos de vigas simplemente apoyadas, en el extremo libre de voladizos y en los extremos de miembros que concurren a un nudo, cuando esos miembros 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 son necesarios los estribos. Las disposiciones de esta sección no aplican a barras con gancho en extremos discontinuos de losas donde el confinamiento es proporcionado por la continuidad de losa a ambos lados normales al plano del gancho.

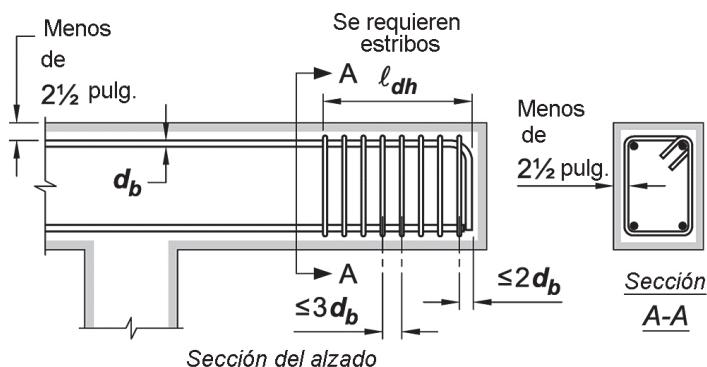


Fig. R25.4.3.3 — Recubrimiento del concreto según 25.4.3.3.

25.4.4 Desarrollo de barras corrugadas con cabeza en tracción

25.4.4.1 El uso de cabezas para desarrollar las barras corrugadas en tracción está limitado a condiciones que cumplan con (a) hasta (g):

- (a) La barra debe cumplir con 20.2.1.3.
- (b) El f_y de la barra no debe exceder 60,000 lb./pulg.².
- (c) El tamaño de la barra no debe ser mayor que No. 11
- (d) El área neta de apoyo de la cabeza A_{brg} debe ser al menos $4A_b$.
- (e) El concreto debe ser de peso normal.
- (f) El recubrimiento libre para la barra no debe ser menor que $2d_b$.
- (g) El espacio libre entre las barras debe ser al menos $4d_b$.

R25.4.4 Desarrollo de barras corrugadas con cabeza en tracción

R25.4.4.1 Como se usa en esta sección, el desarrollo describe casos en que la fuerza en la barra es transferida al concreto a través de la combinación de una fuerza de apoyo en la cabeza y fuerzas de adherencia a lo largo de la barra. Por lo contrario, el Capítulo 17 en las disposiciones para anclajes describe casos en que la fuerza en la barra es transferida a través del apoyo al concreto en la cabeza solamente. Las barras con cabeza se limitan a aquellos tipos que cumplen con los requisitos de Clase HA de la norma ASTM A970 debido a la gran cantidad de métodos para colocarle la cabeza a la barra, algunos de los cuales generan obstrucciones significativas o interrupciones del corrugado de la barra. Las barras con cabeza con obstrucciones o interrupciones del corrugado de la barra significativas no fueron evaluadas en los ensayos experimentales utilizados para definir los requisitos de 25.4.4.2. Las barras con cabeza evaluadas en los ensayos se limitaron a aquellos tipos que cumplían el criterio incluido en 20.2.1.6 para cabezas Clase HA.

Las disposiciones para barras corrugadas con cabeza fueron redactadas teniendo en cuenta las debidas consideraciones de las disposiciones para anclajes del Capítulo 17 y las disposiciones para la resistencia al aplastamiento de 17.5 (Thompson et al. 2005, 2006a). El Capítulo 17 contiene disposiciones para los anclajes con cabeza relacionados con los modos de falla individuales del concreto, por arrancamiento, desprendimiento lateral y extracción por deslizamiento, todos los cuales fueron considerados en la formulación de 25.4.4.2. Las restricciones del límite superior de 60,000 lb./pulg.² para f_y , del tamaño

REGLAMENTO**COMENTARIO**

máximo de las barras a No. 11 y de solo concreto de peso normal están basadas en los datos disponibles de ensayos (Thompson et al. 2005, 2006a, b).

Para barras en tracción, las cabezas permiten que las barras se desarrolle en una longitud más corta que la requerida para los ganchos estándar (Thompson et al. 2005, 2006a, b). Los límites mínimos en el recubrimiento libre, espaciamiento libre y tamaño de la cabeza se basan en los límites inferiores de estos parámetros usados en los ensayos para establecer la expresión para ℓ_{dt} en 25.4.4.2. Los requisitos de recubrimiento libre y espaciamiento libre de 25.4.4.1 se basan en las dimensiones medidas en la barra, no en la cabeza. La cabeza se considera parte de la barra para fines de cumplir con los requisitos de recubrimiento especificado en 20.6.1.3 y en los requisitos de tamaño de los agregados de 26.4.2.1(a)(4). Para evitar la congestión, puede ser deseable escalonar las cabezas. En la práctica, se han usado barras con cabeza con $A_{brg} < 4A_b$, pero su comportamiento no se encuentra representado de manera precisa en las disposiciones de 25.4.4.2, y deben ser usadas solamente en diseños que estén respaldados por los resultados de los ensayos requeridos en 25.4.5. Estos requisitos no tratan el diseño de los pernos o base común de pernos usados como refuerzo a cortante.

25.4.4.2 Para las barras corrugadas con cabeza, la longitud de desarrollo a tracción ℓ_{dt} , debe ser la mayor de (a) hasta (c):

$$(a) \left(\frac{0.016 f_y \psi_e}{\sqrt{f'_c}} \right) d_b \text{ con el factor } \psi_e \text{ dado en 25.4.4.3 y el valor } f'_c \text{ no debe exceder de 6000 lb./pulg.}^2.$$

(b) $8d_b$

(c) 6 pulg.

R25.4.4.2 Los requisitos para el desarrollo de las barras corrugadas con cabeza lleva a una longitud de barra, ℓ_{dt} , medida desde la sección crítica hasta la cara de apoyo de la cabeza, como se aprecia en la figura R25.4.4.2(a).

El límite superior en el valor de f'_c en 25.4.4.2 usado para calcular ℓ_{dt} se basa en las resistencias del concreto usadas en los ensayos (Thompson et al. 2005, 2006a,b). Como el refuerzo transversal ha demostrado no ser efectivo para mejorar el anclaje de las barras corrugadas con cabeza (Thompson et al. 2005, 2006a,b) para barras de refuerzo corrugadas con cabeza no se usan las reducciones adicionales para la longitud de desarrollo como la permitidas para los ganchos estándar con confinamiento adicional proporcionado por refuerzo transversal en 25.4.3.2. No obstante, el refuerzo transversal ayuda en limitar fisuras por hendimiento en la vecindad de la cabeza y por esta razón se recomienda su uso.

Donde las barras longitudinales con cabeza de una viga o losa terminan en un miembro de apoyo, como en la columna mostrada en la Fig. R25.4.4.2(b), las barras deben extenderse a través del nudo hasta la cara más lejana del miembro de apoyo, teniendo en cuenta el recubrimiento y evitando la interferencia con el refuerzo de la columna, aunque la longitud de anclaje resultante excede ℓ_{dt} . Extender la barra hasta el lado más lejano de la columna ayuda a anclar las fuerzas de compresión (como se identifica en un modelo puntal-tensor) que probablemente se formen en la conexión y mejora el comportamiento del nudo.

Cuando se colocan barras con cabeza ubicadas muy cerca unas de otras, existe la posibilidad de una falla por arrancamiento del concreto. En nudos como los de las figuras R25.4.4.2(c) y R25.4.4.2(d) la falla puede evitarse proporcionando una longitud de embebido igual o mayor a

REGLAMENTO**COMENTARIO**

$d/1.5$ (Eligehausen 2006,b) como se aprecia en la Fig. 25.4.4.2(c), o proporcionando refuerzo en forma de estribo o estribo cerrado de confinamiento para establecer un traspaso de la carga de acuerdo a los principios del modelo puntal-tensor, como se aprecia en la Fig. R25.4.4.2(d). Los modelos puntal-tensor deben ser verificados de acuerdo con Capítulo 23. Cabe señalar que los modelos puntal-tensor ilustrados por las figuras R25.4.4.2(c) y R25.4.4.2(d) se basan en un puntal vertical de la columna que se extiende por encima del nudo. Los nudos viga-columna a nivel de cubierta y en pórticos son vulnerables a la falla del nudo y deben ser detallados adecuadamente para restringir la fisuración diagonal a través del nudo y el arrancamiento de las barras a través de la parte superior de la superficie.

Para los casos en que no se inhibe el arrancamiento del concreto, como se aprecia en la Fig. R25.4.4.2(e), este modo de falla debe considerarse de acuerdo con las disposiciones del Capítulo 17.

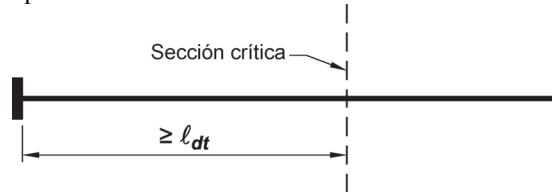


Fig. R25.4.4.2(a) — Desarrollo de barras corrugadas con cabeza

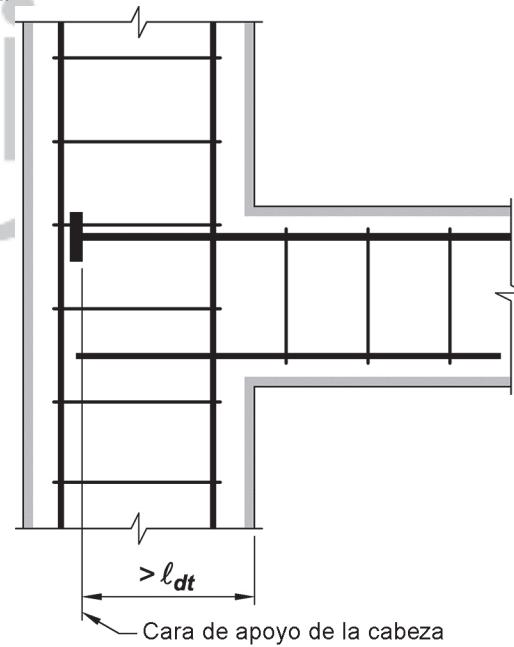


Fig. R25.4.4.2(b) — Barra corrugadas con cabeza que se extiende hasta la cara lejana del núcleo de la columna con una longitud de anclaje que excede l_{dt}

REGLAMENTO

COMENTARIO

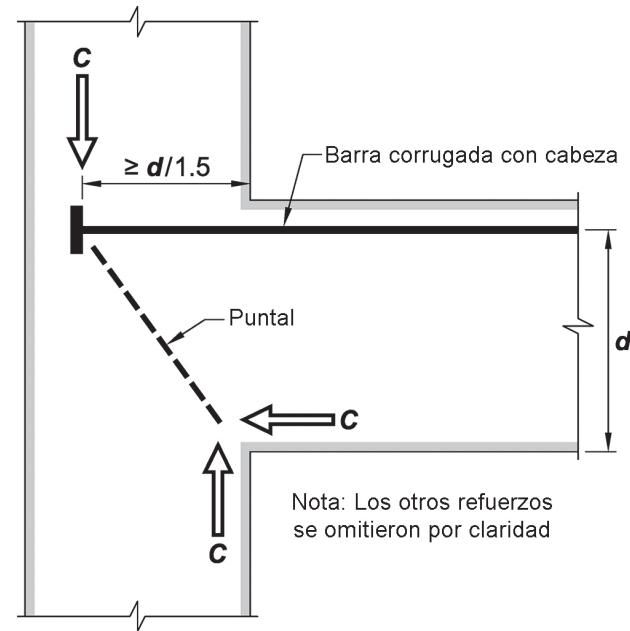


Fig. R25.4.4.2(c) — Falla por arrancamiento del concreto evitada en el nudo manteniendo una longitud de anclaje mayor o igual a $d/1.5$.

25

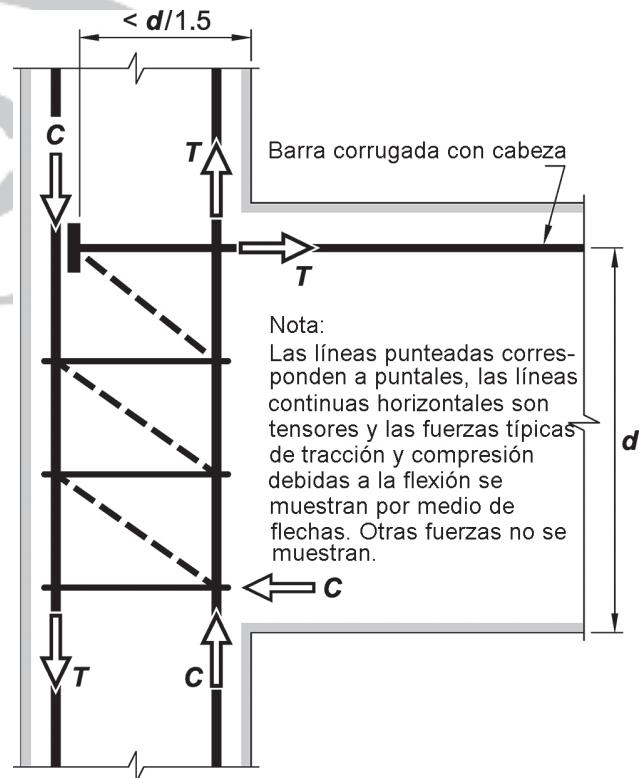


Fig. R25.4.4.2(d) — Falla por arrancamiento del concreto evitada en el nudo usando refuerzo transversal para habilitar un mecanismo puntal-tensor.

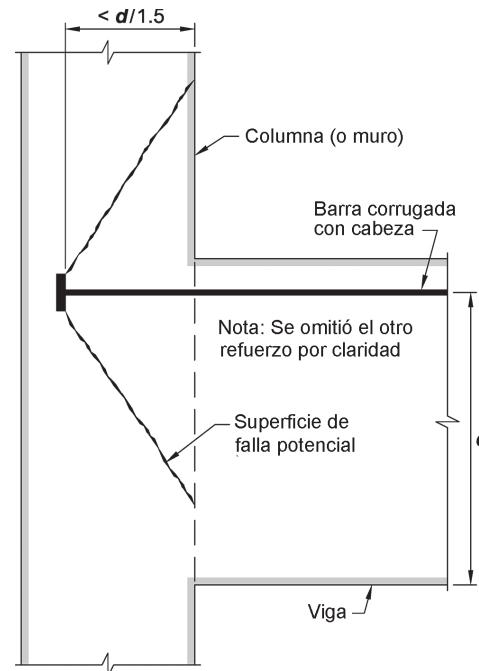
REGLAMENTO**COMENTARIO**

Fig. R25.4.4.2(e) — Falla por arrancamiento del concreto que no ha sido no evitada. Las disposiciones del Capítulo 17 son aplicables.

25.4.4.3 El factor de modificación ψ_e de 25.4.4.2(a) debe tomarse como 1.2 para refuerzo recubierto con epóxico o barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico y 1.0 para barras no recubiertas o recubiertas con zinc (galvanizadas).

25.4.5 Desarrollo de las barras corrugadas ancladas mecánicamente en tracción

25.4.5.1 Se permite cualquier fijación o dispositivo mecánico capaz de desarrollar el f_y de las barras corrugadas, siempre que esté aprobado por la autoridad competente de acuerdo a 1.10. Se permite el desarrollo de barras corrugadas consistente en una combinación de anclaje mecánico más longitud de embebido adicional de las barras corrugadas entre la sección crítica y la fijación o dispositivo mecánico.

25.4.6 Desarrollo de refuerzo electrosoldado de alambre corrugado en tracción

25.4.6.1 La longitud de desarrollo del refuerzo electrosoldado de alambre corrugado en tracción, ℓ_d , medida desde la sección crítica hasta el extremo del alambre, debe ser la mayor de (a) y (b), y los alambres en la dirección de la longitud de desarrollo deben ser alambres corrugados D31 o menores.

- (a) Longitud calculada de acuerdo a 25.4.6.2.
- (b) 8 pulg.

25.4.6.2 Para el refuerzo electrosoldado de alambre corrugado, ℓ_d debe calcularse de acuerdo con 25.4.2.2 ó 25.4.2.3, multiplicado por un factor para refuerzo electrosoldado de alambre, ψ_w , obtenido de acuerdo con 25.4.6.3 ó 25.4.6.4.

R25.4.4.3 Se usa de manera conservadora un factor de 1.2 para las barras de refuerzo con cabezas recubiertas con epóxico, siendo el mismo valor usado para los ganchos estándar recubiertos con epóxico.

R25.4.5 Desarrollo de las barras corrugadas ancladas mecánicamente en tracción

R25.4.5.1 El anclaje de refuerzo corrugado por medio de dispositivos mecánicos dentro del concreto que no cumple con los requisitos de 20.2.1.6, o no está desarrollado según 25.4.4, puede ser usado si los ensayos demuestran la habilidad de la cabeza y del sistema de la barra para desarrollar o anclar la fuerza deseada en la barra, como se describe en este requisito.

R25.4.6 Desarrollo de refuerzo electrosoldado de alambre corrugado en tracción

R25.4.6.1 En la norma ASTM A1064 para refuerzo electrosoldado de alambre corrugado se establece la misma resistencia de la soldadura que la requerida para refuerzo electrosoldado de alambre liso. Por lo tanto, parte de la longitud de desarrollo se asigna a las soldaduras y parte a la longitud del alambre corrugado.

R25.4.6.2 El factor de refuerzo del alambre corrugado electrosoldado, ψ_w , se aplica a la longitud de desarrollo del alambre corrugado calculada según 25.4.2.2 ó 25.4.2.3.

Los ensayos (Bartoletti and Jirsa 1995) han indicado que

REGLAMENTO

Para el refuerzo electrosoldado de alambre corrugado revestido con epóxico que cumple con 25.4.6.3, se puede usar un factor por revestimiento epóxico $\psi_e = 1.0$ en 25.4.2.2 ó 25.4.2.3.

25.4.6.3 Para el refuerzo electrosoldado de alambre corrugado con al menos un alambre transversal dentro de ℓ_d y a una distancia no menor de 2 pulg. de la sección crítica, ψ_w debe tomarse como el mayor de (a) o (b), sin que haya necesidad de que exceda la unidad (1.0):

$$(a) \left(\frac{f_y - 35,000}{f_y} \right)$$

$$(b) \left(\frac{5d_b}{s} \right)$$

donde s es la separación entre alambres que se desarrollan.

25.4.6.4 Para refuerzo electrosoldado de alambre corrugado sin alambres transversales dentro de ℓ_d o con un alambre transversal único a menos de 2 pulg. de la sección crítica, ψ_w debe tomarse como la unidad (1.0).

25.4.6.5 Cuando algún alambre liso o alambres corrugados de tamaño mayor que D31 en el refuerzo electrosoldado de alambre corrugado estén presentes en la dirección de la longitud de desarrollo, el refuerzo debe desarrollarse de acuerdo con 25.4.7.

25.4.6.6 El refuerzo de alambre corrugado electrosoldado recubierto de zinc (galvanizado) debe desarrollarse de acuerdo con 25.4.7.

25.4.7 Desarrollo de refuerzo electrosoldado de alambre liso a tracción

25.4.7.1 Para la longitud de desarrollo del refuerzo electrosoldado de alambre liso a tracción, la longitud ℓ_d medida desde la sección crítica hasta el alambre transversal más alejado, debe ser la mayor de (a) y (b) y requiere un mínimo de 2 alambres transversales dentro de ℓ_d .

- (a) Longitud calculada de acuerdo con 25.4.7.2
- (b) 6 pulg.

25.4.7.2 ℓ_d debe determinarse como el mayor de (a) y (b):

COMENTARIO

el refuerzo electrosoldado de alambre recubierto con epóxico tiene esencialmente la misma resistencia de desarrollo y empalme que el refuerzo electrosoldado de alambre no recubierto, dado que el anclaje básico de los alambres lo proporcionan los alambres transversales. Por lo tanto, se usa un factor para recubrimiento epóxico, ψ_e , de 1.0 para las longitudes de desarrollo y empalme de refuerzo electrosoldado de alambre con alambres transversales dentro de la longitud de desarrollo o del empalme por traslapo.

R25.4.6.3 La Fig. R25.4.6.3 muestra los requisitos de desarrollo para refuerzo de alambre corrugado electrosoldado con un alambre transversal dentro de la longitud de desarrollo.

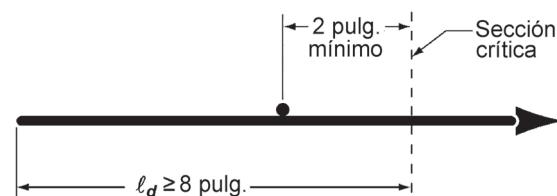


Fig. R25.4.6.3 — Desarrollo del refuerzo de alambre corrugado electrosoldado.

25.4.6.5 El alambre corrugado de tamaño mayor que el D31 se trata como alambre liso porque los ensayos han demostrado que el alambre de tamaño D45 puede llegar solo hasta el 60 por ciento de la resistencia de adherencia en tracción dada por la ecuación (25.4.2.3a) (Rutledge and DeVries 2002).

R25.4.7 Desarrollo de refuerzo electrosoldado de alambre liso a tracción

R25.4.7.1 La norma ASTM A1064 para el caso de refuerzo electrosoldado de alambre liso exige la misma resistencia de la soldadura que para el refuerzo de alambre corrugado electrosoldado. Todo el desarrollo se le asigna a los alambres transversales soldados; en consecuencia, el refuerzo electrosoldado de alambre liso requiere de al menos dos alambres transversales soldados.

R25.4.7.2 La Fig. R25.4.7.2 ilustra los requisitos de desarrollo para refuerzo electrosoldado de alambre liso los

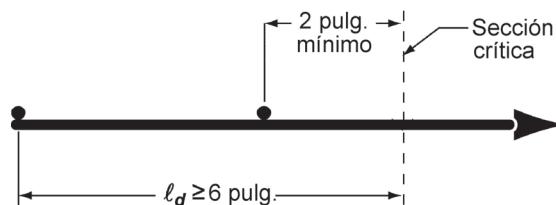
REGLAMENTO

- (a) espaciamiento de los alambres transversales + 2 pulg.
- (b) $0.27 \left(\frac{f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) \left(\frac{A_b}{s} \right)$ donde s es el espaciamiento entre los alambres a desarrollarse y λ está dado en la Tabla 25.4.2.4.

COMENTARIO

cuales dependen principalmente de la localización de los alambres transversales.

Para refuerzo electrosoldado de alambre liso fabricado con alambres pequeños resulta adecuado para alcanzar la totalidad de la resistencia a la fluencia de los alambres anclados un anclaje de por lo menos dos alambres transversales a 2 pulg. o más de la sección crítica. Sin embargo, para refuerzo electrosoldado de alambre liso fabricado con alambres de mayor diámetro se requiere un embebido mayor y una longitud de desarrollo controlada por 25.4.7.2(b).



R25.4.7.2 — Longitud de desarrollo del refuerzo electrosoldado de alambre liso.

25.4.8 Desarrollo de torones de preeforzado de siete alambres a tracción

R25.4.8 Desarrollo de torones de preeforzado de siete alambres a tracción — Los requisitos de desarrollo de torones de preeforzado pretenden proporcionar integridad a la adherencia para la resistencia del miembro. Las disposiciones se basan en ensayos efectuados en miembros de concreto de peso normal con un recubrimiento mínimo de 2 pulg. Estos ensayos pueden no ser representativos del comportamiento del torón en concreto con relación agua-material cementante baja y sin asentamiento. Los métodos de colocación del concreto deben asegurar su consolidación alrededor del torón, con un contacto total entre el acero y el concreto.

La adherencia del torón es función de varios factores, entre ellos: la configuración y la condición superficial del acero, el esfuerzo en el acero, la altura del concreto debajo el torón y el método empleado para transferir la fuerza del torón al concreto. Para casos adheridos, se deben emplear procedimientos de control de calidad para confirmar que el torón es capaz de desarrollar una adherencia adecuada (Rose and Russell 1997; Logan 1997). El fabricante de concreto prefabricado puede confiar en la certificación del fabricante del torón que confirme que el torón posee características de adherencia que cumplen con esta sección.

Los requisitos de esta sección no se aplican a alambres lisos ni a tendones anclados en los extremos o a tendones no preeforzados. La longitud de desarrollo para un alambre liso puede ser considerablemente mayor debido a la ausencia de trabazón mecánica. Puede ocurrir una falla en flexión por adherencia con alambres lisos cuando ocurra el primer deslizamiento. El acero de preeforzado sin tensionar se usa en ocasiones como refuerzo de integridad en estructuras de concreto prefabricado; sin embargo, existe poca evidencia relativa a la longitud de adherencia requerida para asegurar el desarrollo de la resistencia a la fluencia del refuerzo (Salmons and McCrate 1977).

REGLAMENTO

25.4.8.1 La longitud de desarrollo de los torones de siete alambres pretensados, ℓ_d , debe calcularse de acuerdo con (a) y (b):

$$(a) \ell_d = \left(\frac{f_{se}}{3000} \right) d_b + \left(\frac{f_{ps} - f_{se}}{1000} \right) d_b \quad (25.4.8.1)$$

(b) Cuando la adherencia del torón no se extiende hasta el extremo del miembro y el diseño incluye tracción para cargas de servicio en la zona precomprimida de tracción, la longitud requerida para desarrollar el torón, ℓ_d , debe ser el doble del valor calculado por medio de la ecuación (25.4.8.1).

COMENTARIO

R25.4.8.1 El primer término en la ecuación (25.4.8.1) representa la longitud de transferencia del torón, esto es, la distancia en la cual el torón debe adherirse al concreto para desarrollar el preefuerzo efectivo en el acero de preefuerzo, f_{se} . El segundo término representa la longitud adicional en la que el torón debe adherirse de tal forma que se pueda desarrollar un esfuerzo f_{ps} correspondiente a la resistencia nominal del miembro.

Las pruebas exploratorias (Kaar and Magura 1965) para estudiar el efecto de torones de preefuerzo no adheridos (sin permitir que la adherencia se extienda hasta los extremos de los miembros) en el comportamiento de vigas maestras pretensadas, indicaron que el comportamiento de estas vigas con longitudes embebidas del doble de lo requerido por la ecuación (25.4.8.1) casi igualaron el comportamiento de vigas pretensadas similares con torones totalmente adheridos en los extremos de la viga. Por lo tanto, se requiere el doble de la longitud de desarrollo de un torón de preefuerzo no adherido totalmente hasta el extremo del miembro. Pruebas posteriores (Rabbat et al. 1979) indicaron que en miembros preeforzados diseñados para tracción nula en el concreto para condiciones de carga de servicio (véase 24.5.2) no es necesario duplicar la longitud de desarrollo para torones de preefuerzo no adheridos. Para el análisis de secciones con torones de preefuerzo a los cuales se les ha inhibido la adherencia en ubicaciones donde el torón no se encuentra completamente desarrollado, se proporciona el procedimiento descrito en 21.2.3.

25.4.8.2 Los torones de siete alambres deben adherirse al menos ℓ_d más allá de la sección crítica, como se requiere en 25.4.8.3.

25.4.8.3 Se permite un embebido menor que ℓ_d en una sección de un miembro siempre que el esfuerzo de diseño del torón para esa sección no exceda los valores obtenidos a partir de la relación bilineal definida por la ecuación (25.4.8.1).

R25.4.8.3 La Fig. R25.4.8.3 muestra la relación entre el esfuerzo en el acero y la distancia en la que el torón está adherido al concreto, representada por la ecuación (25.4.8.1). Esta variación idealizada del esfuerzo en el torón puede usarse para analizar las secciones dentro de las regiones de desarrollo (Martin and Korkosz 1995; PCI MNL 120). Las expresiones para la longitud de transferencia y para la longitud de adherencia adicional necesaria para desarrollar un incremento en el esfuerzo de $(f_{ps} - f_{se})$, se basan en los ensayos de miembros preeforzados con torones limpios de 1/4, 3/8 y 1/2 pulg. de diámetro para los que el valor máximo de f_{ps} era 275,000 lb./pulg.² (Kaar and Magura 1965; Hanson and Kaar 1959; Kaar et al. 1963).

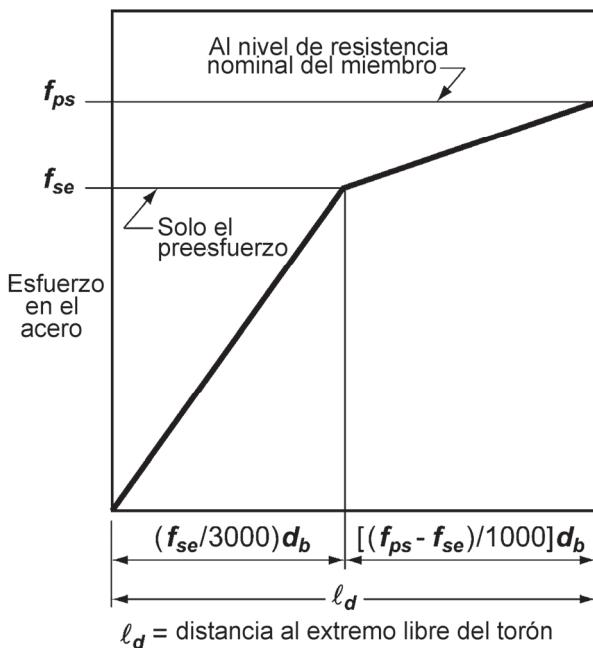
REGLAMENTO**COMENTARIO**

Fig. R25.4.8.3 — Relación bilineal idealizada entre el esfuerzo en el acero y la distancia al extremo libre del torón.

25.4.9 Desarrollo de barras corrugadas y alambres corrugados a compresión

25.4.9.1 La longitud de desarrollo para barras corrugadas y alambre a compresión, ℓ_{dc} , debe ser la mayor de (a) y (b)

- (a) la longitud calculada de acuerdo con 25.4.9.2
- (b) 8 pulg.

25

25.4.9.2 ℓ_{dc} debe determinarse como la mayor de (a) y (b), multiplicada por los factores de modificación aplicables de 25.4.9.3:

$$(a) \left(\frac{f_y \Psi_r}{50\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$$

$$(b) 0.0003 f_y \Psi_r d_b$$

25.4.9.3 Para calcular ℓ_{dc} , los factores de modificación deben cumplir con la Tabla 25.4.9.3, excepto que se permite tomar Ψ_r igual a la unidad (1.0).

R25.4.9 Desarrollo de barras corrugadas y alambres corrugados a compresión

R25.4.9.1 El debilitamiento causado por las fisuras de tracción por flexión no está presente en las barras y alambres en compresión y, generalmente, el apoyo de los extremos de las barras en el concreto es benéfico. Por consiguiente, se han especificado longitudes de desarrollo menores para compresión que para tracción.

R25.4.9.2 La constante 0.0003 tiene unidades de pulg.²/lb. El término λ fue adicionado a la expresión para desarrollo en 25.4.9.2, para tener en cuenta que no existe información disponible de ensayos experimentales de desarrollo en compresión en concreto liviano, pero que la falla por hendidura es más probable en concreto liviano.

R25.4.9.3 La longitud de desarrollo puede reducirse 25 por ciento, cuando el refuerzo está confinado mediante espirales, estribos o estribos cerrados de confinamiento con poco espaciamiento.

REGLAMENTO**COMENTARIO****Tabla 25.4.9.3 — Factores de modificación para barras y alambres corrugados a compresión**

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Concreto liviano λ	Concreto liviano	0.75
	Concreto liviano, cuando se especifica f_{ct}	De acuerdo con 19.2.4.3
	Concreto de peso normal	1.0
Refuerzo de confinamiento ψ_r	Refuerzo encerrado dentro de (1), (2), (3) ó (4): (1) Una espiral (2) Un estribo circular continuo con $d_b \geq 1/4$ pulg. y paso 4 pulg. (3) Estribos de barra No. 4 o alambre D20 de acuerdo con 25.7.2 espaciado ≤ 4 pulg. (4) Estribos cerrados de confinamiento de acuerdo con 25.7.4 y espaciadas a distancias ≤ 4 pulg., centro a centro.	0.75
	Otra	1.0

25.4.10 Reducción de la longitud de desarrollo por exceso de refuerzo

25.4.10.1 Se permite reducir las longitudes de desarrollo definidas en 25.4.2.1(a), 25.4.3.1(a), 25.4.6.1(a), 25.4.7.1(a) y 25.4.9.1(a) usando la relación $A_{s,requerido} / A_{s,colocado}$, excepto lo prohibido en 25.4.10.2. Las longitudes modificadas no deben ser menores a los respectivos mínimos especificados en 25.4.2.1(b), 25.4.3.1(c), 25.4.6.1(b), 25.4.7.1(b), y 25.4.9.1(b).

25.4.10.2 No se permite reducir la longitud de desarrollo según 25.4.10.1, para los casos (a) hasta (e).

- (a) En apoyos no continuos.
- (b) En ubicaciones donde se requiera anclaje o desarrollo para f_y .
- (c) Donde se requiere que las barras sean continuas.
- (d) Para barras corrugadas con cabeza y barras ancladas mecánicamente
- (e) En sistemas resistentes ante fuerzas sísmicas de estructuras asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico D, E, o F.

R25.4.10 Reducción de la longitud de desarrollo por exceso de refuerzo

R25.4.10.1 Se permite una reducción en la longitud de desarrollo en circunstancias limitadas si se proporciona refuerzo en exceso.

R25.4.10.2 El factor para refuerzo en exceso $A_{s,requerido} / A_{s,colocado}$, aplicable a barras corrugadas sin cabeza no es apropiado para barras con cabeza porque la fuerza se transfiere por medio de una combinación de aplastamiento en la cabeza y adherencia a lo largo de la barra. La posibilidad de arrancamiento debido al aplastamiento en la cabeza se tuvo en cuenta al desarrollar los requisitos de 25.4.4. Debido a que la resistencia al arrancamiento del concreto de la cabeza de una barra es función de la longitud de embebido elevada a un exponente 1.5 (véase ecuación 17.4.2.2a), una reducción en la longitud de desarrollo definida utilizando el factor de exceso de refuerzo podría resultar potencialmente en una falla por arrancamiento del concreto.

Cuando un miembro en flexión es parte del sistema principal resistente ante fuerzas sísmicas, cargas mayores que las previstas en el diseño pueden provocar inversión de momentos en el apoyo y por lo tanto el refuerzo positivo debe estar totalmente desarrollado en el apoyo. Este anclaje se requiere para asegurar ductilidad en la respuesta en caso de tener sobre esfuerzos tales como explosiones o sismos. No es suficiente usar más refuerzo con esfuerzos más bajos.

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 refuerzo en exceso no se aplica en el desarrollo del refuerzo por retracción y

REGLAMENTO**COMENTARIO****25.5 — Empalmes****25.5.1 Generalidades**

25.5.1.1 Para la barras mayores de No. 11, no se deben utilizar empalmes por traslapo, excepto para los casos indicados en 25.5.5.3.

25.5.1.2 En empalmes por traslapo que quedan en contacto, el espaciamiento libre mínimo entre el empalme por traslapo en contacto y los empalmes o barras adyacentes debe cumplir con los requisitos para barras individuales de 25.2.1.

25.5.1.3 Para barras empalmadas por traslapo sometidas a flexión y que no quedan en contacto entre sí, el espaciamiento transversal centro a centro de las barras empalmadas no debe exceder el menor de 1/5 de la longitud de empalme por traslapo requerida y 6 pulg.

25.5.1.4 No se permite reducir las longitudes de desarrollo de acuerdo a 25.4.10.1 para calcular las longitudes de empalme por traslapo.

25.5.1.5 Los empalmes por traslapo de paquetes de barras deben cumplir con 25.6.1.7.

25.5.2 Longitudes de empalme por traslapo de barras y alambres corrugados a tracción

25.5.2.1 La longitud de empalme por traslapo en tracción, ℓ_{st} , para barras y alambres corrugados a tracción debe ser la requerida por la Tabla 25.5.2.1, donde ℓ_d se obtiene de acuerdo con 25.4.2.1(a).

temperatura de acuerdo con 24.4.3.4, o para el desarrollo de refuerzo diseñado de acuerdo con 8.7.4.2, 8.8.1.6, 9.7.7, y 9.8.1.6.

R25.5 — Empalmes**R25.5.1 Generalidades**

Las longitudes de empalme por traslapo del refuerzo longitudinal en columnas se deben calcular de acuerdo con 10.7.5, 18.7.4.3 y con esta sección.

R25.5.1.1 Debido a la carencia de datos experimentales adecuados sobre empalmes por traslapo de barras No. 14 y No. 18 en compresión y en tracción, el empalme por traslapo de barras de estos tamaños está prohibido, excepto en lo permitido por 25.5.5.3 para empalmes por traslapo a compresión de barras No. 14 y No. 18 con barras menores.

R25.5.1.3 Si las barras individuales en un empalme por traslapo sin contacto están demasiado separadas se crea una sección no reforzada. Entonces, como precaución mínima debe forzarse la fisura potencial para que siga una línea en zigzag (pendiente 5 a 1). El espaciamiento máximo de 6 pulg. se agrega debido a que la mayoría de los datos de ensayos de empalmes por traslapo de barras corrugadas se obtuvieron con refuerzo que estuvo dentro de este espaciamiento.

R25.5.1.4 La longitud de desarrollo ℓ_d empleada para obtener la longitud del empalme por traslapo debe basarse en f_y porque las clasificaciones de empalmes ya reflejan cualquier exceso de refuerzo en el sitio del empalme; por lo tanto, no debe emplearse el factor para A_s en exceso de 25.4.10.1.

R25.5.2 Longitudes de empalme por traslapo de barras y alambres corrugados a tracción

R25.5.2.1 Los empalmes por traslapo sometidos a tracción se clasifican como Clase A y B, en los cuales la longitud del empalme por traslapo es un múltiplo de la longitud de desarrollo en tracción ℓ_d calculada de acuerdo con 25.4.2.2 ó 25.4.2.3. El requisito de una longitud de traslapo de dos niveles fomenta el empalme de las barras en puntos de esfuerzo mínimo y a escalar los empalmes para mejorar el comportamiento de detalles críticos. Para calcular ℓ_d de empalmes escalonados, el espaciamiento libre es la distancia mínima entre empalmes adyacentes, como se muestra en la Fig. R25.5.2.1.

Los requisitos para empalmes por traslapo en tracción fomentan la localización de los empalmes por traslapo fuera de las zonas de esfuerzos de tracción altos hacia donde el área

Tabla 25.5.2.1— Longitud de empalme por traslapo de

REGLAMENTO

barras y alambres corrugados a tracción

$A_s, \text{colocado} / A_s, \text{requerido}$ en la longitud del empalme ^[1]	Porcentaje máximo de A_s empalmado dentro de la longitud de traslapo requerida	Tipo de empalme	ℓ_{st}	
≥ 2.0	50	Clase A	Mayor de:	$1.0\ell_d$ y 12 pulg.
	100	Clase B	Mayor de:	$1.3\ell_d$ y 12 pulg.
< 2.0	Todos los casos	Clase B		

^[1]Relación entre el área de refuerzo colocado y el área de refuerzo requerida por análisis en la ubicación de empalme.

25.5.2.2 Cuando se empalan por traslapo barras de diferente diámetro en tracción, la longitud del empalme por traslapo, ℓ_{st} , debe ser la mayor distancia entre el ℓ_d de la barra de mayor tamaño y el ℓ_{st} de la barra de diámetro menor tamaño.

25.5.3 Longitud de empalme por traslapo a tracción de refuerzo electrosoldado de alambre corrugado

25.5.3.1 La longitud del empalme por traslapo de refuerzo electrosoldado de alambre corrugado a tracción, ℓ_{st} , con alambres transversales dentro de la longitud de empalme debe ser la mayor entre $1.3\ell_d$ y 8 pulg., donde ℓ_d se calcula de acuerdo con 25.4.6.1(a), siempre que se cumpla con (a) y (b):

- (a) El traslapo entre los alambres transversales más alejados dentro de cada hoja de malla de refuerzo debe ser al menos 2 pulg.
- (b) Los alambres en la dirección de la longitud de desarrollo deben ser alambres corrugados D31 o menores.

25.5.3.1.1 Cuando no se cumple con 25.5.3.1(a), ℓ_{st} debe calcularse de acuerdo con 25.5.2.

25.5.3.1.2 Cuando no se cumple con 25.5.3.1(b), ℓ_{st} debe calcularse de acuerdo con 25.5.4.

COMENTARIO

del acero proporcionado en la localización del empalme por traslapo sea por lo menos 2 veces la requerida por el análisis.

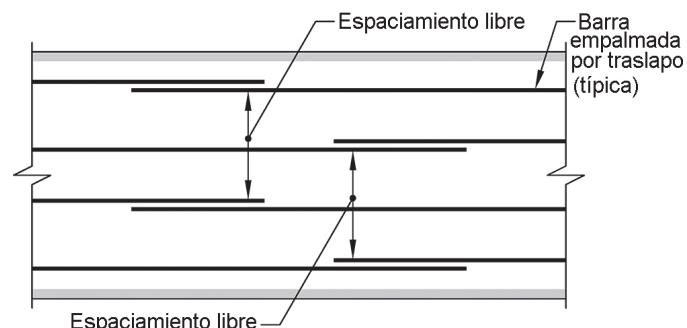
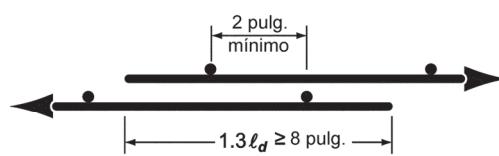


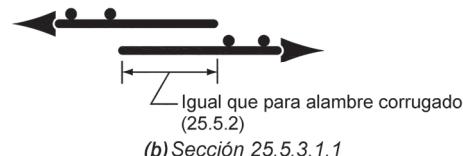
Fig. R25.5.2.1—Espaciamiento libre de las barras empalmadas por traslapo para determinar ℓ_d de los empalmes escalonados.

R25.5.3 Longitud de empalme por traslapo a tracción de refuerzo electrosoldado de alambre corrugado

R25.5.3.1 Las disposiciones de empalme para refuerzo electrosoldado de alambre corrugado se basan en los ensayos disponibles (Lloyd and Kesler 1969). Los empalmes por traslapo para el refuerzo electrosoldado de alambre corrugado que cumplen con los requisitos de esta sección y 25.5.3.1.1 se ilustran en la Fig. 25.5.3.1. Si no hay alambres transversales dentro de la longitud de empalme por traslapo, se pueden aplicar los requisitos para alambre corrugado.



(a) Sección 25.5.3.1(a)



(b) Sección 25.5.3.1.1

Fig. R25.5.3.1—Empalme por traslapo de refuerzo electrosoldado de alambre corrugado.

R25.5.3.1.2 Donde cualquier alambre liso, o alambre corrugado mayor que D31, este presente dentro del refuerzo electrosoldado de alambre corrugado en la dirección del empalme por traslapo o donde el refuerzo electrosoldado de alambre corrugado se empalma con refuerzo electrosoldado

REGLAMENTO

25.5.3.1.3 Cuando el refuerzo electrosoldado de alambre es alambre recubierto con zinc (galvanizado), ℓ_{st} debe calcularse de acuerdo con 25.5.4.

25.5.4 Longitud de empalme por traslapo de refuerzo electrosoldado de alambre liso a tracción

25.5.4.1 La longitud del traslapo a tracción, ℓ_{st} , del refuerzo electrosoldado de alambre liso a tracción medida entre los alambres transversales más alejados de cada hoja de malla, debe ser la mayor de (a), (b) y (c):

- (a) $s + 2$ pulg.
- (b) $1.5\ell_d$
- (c) 6 pulg.

Donde s es el espaciamiento de los alambre transversales y ℓ_d se calcula de acuerdo con 25.4.7.2(b).

COMENTARIO

de alambre liso, el refuerzo debe empalmarse por traslapo de acuerdo con los requisitos para refuerzo electrosoldado de alambre liso. El alambre corrugado de tamaño mayor que D31 se trata como alambre liso porque ensayos han mostrado que el alambre de tamaño D45 logra aproximadamente el 60 por ciento de la resistencia de adherencia en tracción dada por la ecuación (25.4.2.3a) (Rutledge and DeVries 2002).

R25.5.4 Longitud de empalme por traslapo de refuerzo electrosoldado de alambre liso a tracción

R25.5.4.1 La resistencia de los empalmes por traslapo de refuerzo electrosoldado de alambre liso depende fundamentalmente del anclaje obtenido por los alambres transversales y no de la longitud del alambre en el empalme. Por esta razón, el traslapo se especifica en términos de superposición de los alambres transversales (en pulg.) y no en diámetros del alambre o longitud. El requisito de longitud traslapada adicional de 2 pulg. tiene el objeto de asegurar la suficiente superposición de los alambres transversales y proporcionar espacio para la compactación satisfactoria del concreto entre alambres transversales. La investigación (Lloyd 1971) ha demostrado que se requiere una mayor longitud de traslapo cuando se empalma un refuerzo electrosoldado de alambres de diámetro grande con poca separación, y como consecuencia, se dan requisitos de longitud adicional del empalme para estos refuerzos electrosoldados mayor que un mínimo adicional absoluto de 6 pulg. Los requisitos para el empalme se ilustran en la Fig. R25.5.4.1. Cuando $A_{s,colocado}/A_{s,requerido} \geq 2$ en la longitud del empalme, ℓ_{st} se puede determinar según 25.5.4.2.

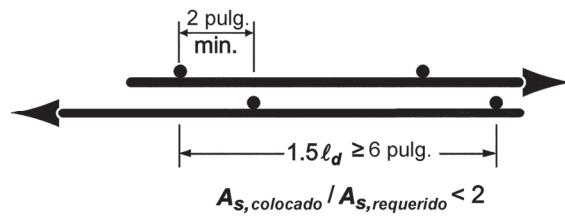


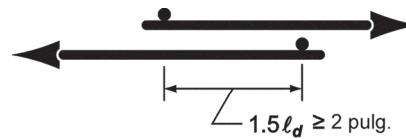
Fig. R25.5.4.1 — Empalmes por traslapo de refuerzo electrosoldado de alambre liso donde $A_{s,colocado}/A_{s,requerido} < 2$.

25.5.4.2 Cuando la relación $A_{s,colocado}/A_{s,requerido} \geq 2$ en la longitud de traslapo, ℓ_{st} , medida entre los alambres transversales más alejados de cada hoja de malla de refuerzo electrosoldado, debe ser la mayor de (a) y (b).

- (a) $1.5\ell_d$
- (b) 2 pulg.

donde ℓ_d debe calcularse de acuerdo con 25.4.7.2(b).

R25.5.4.2 Para la condición de $A_{s,colocado}/A_{s,requerido} \geq 2$ el empalme por traslapo de refuerzo electrosoldado de alambre liso se ilustra en la Fig. R25.5.4.2.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

$$A_{s,colocado} / A_{s,requerido} \geq 2$$

Fig. R25.5.4.2 — Empalmes por traslapo de refuerzo electrosoldado de alambre liso cuando $A_{s,colocado} / A_{s,requerido} \geq 2$.

25.5.5 Longitud de empalme por traslapo de barras corrugadas a compresión

25.5.5.1 La longitud de un empalme por traslapo en compresión, ℓ_{sc} , de barras corrugadas No. 11 o menores sometidas a compresión, debe determinarse de acuerdo con (a) o (b):

- (a) Para $f_y \leq 60,000$ lb./pulg.²: ℓ_{sc} es la mayor de $0.0005 f_y d_b$ y 12 pulg.
- (b) Para $f_y > 60,000$ lb./pulg.²: ℓ_{sc} es la mayor de $(0.0009 f_y - 24) d_b$ y 12 pulg.

Para $f'_c < 3000$ lb./pulg.², la longitud del empalme por traslapo debe incrementarse en un tercio.

25.5.5.2 Para las barras mayores de No. 11 no se deben utilizar empalmes por traslapo a compresión, excepto en lo permitido en 25.5.5.3.

25.5.5.3 Se permite empalmar en compresión por traslapo barras No. 14 o No. 18 a barras No. 11, o menores, y estos empalmes deben estar de acuerdo con 25.5.5.4.

25.5.5.4 Cuando se empalan por traslapo barras de diferente diámetro en compresión, ℓ_{sc} debe ser la mayor de ℓ_{dc} para la barra de mayor tamaño, calculada de acuerdo con 25.4.9.1, y ℓ_{se} de la barra de menor diámetro calculada de acuerdo con 25.5.5.1, tal como sea adecuado.

25.5.6 Empalmes a tope de barras corrugadas a compresión

25.5.6.1 Sólo para compresión en las barras que se requiera, se permite transmitir el esfuerzo de compresión por apoyo directo a través de cortes a escuadra con las barras mantenidas en contacto concéntrico por medio de un dispositivo adecuado.

R25.5.5 Longitud de empalme por traslapo de barras corrugadas a compresión — La investigación sobre adherencia ha estado principalmente relacionada con barras en tracción. El comportamiento por adherencia de las barras en compresión no se dificulta por el problema de la fisuración transversal por tracción y, por lo tanto, los empalmes en compresión no requieren de requisitos tan estrictos como los especificados para los empalmes en tracción.

Los requisitos para empalmes por traslapo propios de columnas se presentan en el Capítulo 10.

R25.5.5.1 Ensayos (ACI Committee 408 1996; Pfister and Mattock 1963) 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 los empalmes. Por lo tanto, para resistencias a la fluencia especificada de más de 60,000 lb./pulg.², las longitudes de empalmes por traslapo en compresión se han incrementado de manera significativa.

R25.5.5.3 Por lo general, los empalmes por traslapo están prohibidos para barras, No. 14 y No. 18. No obstante, sólo se permiten empalmes por traslapo en compresión de barras No. 14 ó No. 18 a barras No. 11 ó menores.

R25.5.6 Empalmes a tope de barras corrugadas a compresión

R25.5.6.1 La experiencia con empalmes de tope ha sido casi exclusivamente con barras verticales en columnas. Cuando las barras están significativamente inclinadas con respecto a la vertical, se requiere atención especial para

REGLAMENTO

25.5.6.2 Los empalmes a tope se deben usar únicamente en miembros que tengan estribos, espirales o estribos cerrados de confinamiento.

25.5.6.3 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 grados, y deben ser ajustadas con una tolerancia de 3 grados respecto al apoyo completo después del ensamble.

25.5.7 *Empalmes soldados y mecánicos de barras corrugadas en tracción o compresión*

25.5.7.1 Un empalme mecánico o soldado, debe desarrollar en tracción o compresión, según se requiera, al menos $1.25f_y$ de la barra.

25.5.7.2 La soldadura de las barras corrugadas debe cumplir con 26.6.4.

25.5.7.3 Los empalmes mecánicos o soldados no requieren estar escalonados, excepto lo requerido por 25.5.7.4.

25.5.7.4 Los empalmes en miembros de amarre en tracción debe hacerse con un empalme soldado o mecánico de acuerdo con 25.5.7.1. Los empalmes en las barras adyacentes deben estar escalonados por lo menos a 30 pulg.

COMENTARIO

garantizar que se logre y se mantenga el apoyo por contacto adecuado.

R25.5.6.2 Esta limitación asegura una resistencia mínima al cortante en secciones con empalmes a tope.

R25.5.6.3 Estas tolerancias representan la práctica basada en ensayos de miembros de tamaño natural armados con barras No. 18.

R25.5.7 Empalmes soldados y mecánicos de barras corrugadas en tracción o compresión — En la edición 2014 del Reglamento se eliminaron los empalmes soldados y mecánicos con resistencias menores a $1.25f_y$. Con ello, se eliminó el término “totalmente” en la referencia a empalmes soldados y mecánicos que desarrollan por lo menos $1.25f_y$.

R25.5.7.1 El esfuerzo máximo en el refuerzo usado para diseño dentro del Reglamento, es la resistencia especificada a la fluencia. Para asegurar una resistencia suficiente en los empalmes de manera que se pueda producir la fluencia en el miembro y evitarse así una falla frágil, se seleccionó el 25 por ciento de incremento sobre la resistencia a la fluencia especificada, tanto como un valor mínimo por seguridad y un valor máximo por economía.

El empalme soldado se utiliza principalmente para barras grandes (No. 6 y mayores) en miembros principales. El requisito de resistencia a la tracción de 125 por ciento de la resistencia a la fluencia especificada, está pensado para lograr una soldadura apropiada que sea adecuada también para compresión.

Aunque no se requieren empalmes a tope directos, AWS D 1.4 indica que cuando sea práctico, las soldaduras de apoyo directo son preferibles para barras No. 7 y mayores.

R25.5.7.3 A pesar de que los empalmes soldados o mecánicos no necesitan estar escalonados, dicho escalonamiento es aconsejable por facilidad constructiva de modo que haya suficiente espacio alrededor del empalme para instalarlos y cumplir con los requisitos de espaciamiento libre.

R12.5.7.4 Un miembro de amarre en tracción tiene las siguientes características: miembros que tienen una fuerza de tracción axial suficiente para crear tracción sobre la sección transversal; un nivel tal de esfuerzo en el refuerzo tal que todas las barras deben ser completamente efectivas; y un recubrimiento limitado de concreto en todos sus lados. Algunos miembros que, por ejemplo, se pueden clasificar como miembros de amarre en tracción pueden ser: tensores en arcos, tirantes que transmiten la carga a una estructura de soporte localizada por encima y miembros principales de tracción en una cercha.

REGLAMENTO

25.6 — Paquetes de barras

25.6.1 Refuerzo no preeforzado

25.6.1.1 Los grupos de barras paralelas dispuestas en un paquete en contacto, dispuestas para trabajar como una unidad, deben limitarse a 4 barras para cada paquete.

25.6.1.2 Los paquetes de barras deben estar colocados dentro de refuerzo transversal. Los paquetes de barras en miembros a compresión deben estar confinados por medio de refuerzo transversal de al menos diámetro No. 4.

25.6.1.3 En vigas, las barras mayores a No. 11 no deben agruparse en paquetes.

25.6.1.4 Las barras individuales dentro de un paquete que termina dentro del vano, deben terminarse en lugares diferentes escalonadas al menos $40d_b$.

25.6.1.5 La longitud de desarrollo de cada barra individual dentro de un paquete de barras, en tracción o en compresión, debe ser aquella de la barra individual aumentada en 20 por ciento para paquetes de 3 barras y en 33 por ciento para paquetes de 4 barras.

25.6.1.6 Un paquete de barras debe ser tratado como una unidad de un diámetro derivado del área total equivalente y con un centroide que coincide con el del paquete de barras. El diámetro de la barra equivalente a usar, debe utilizarse en vez de d_b en (a) hasta (e):

COMENTARIO

Para determinar si un miembro debe clasificarse como miembro de amarre en tracción, debe prestarse atención a la importancia, función, dimensiones y condiciones de esfuerzo del mismo en relación con las características antes mencionadas. Por ejemplo, un tanque circular grande de uso común con muchas barras y con empalmes escalonados con suficiente espaciamiento, no debe clasificarse como un miembro de amarre en tracción, lo que permite el uso de empalmes por traslapo Clase B.

R25.6 — Paquetes de barras

R25.6.1 Refuerzo no preeforzado

R25.6.1.1 La frase del Reglamento “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 con gancho, en conjunto. Cuando se requieren ganchos en los extremos es preferible escalonar los ganchos individuales dentro de un paquete.

R25.6.1.3 La limitación para barras mayores a No. 11, las cuales no pueden formar paquetes en vigas, responde a la práctica para miembros del tamaño de los que se utilizan en la construcción de edificios. (AASHTO LRFDUS permite paquetes de dos barras No. 14 y No. 18 en las vigas maestras de puentes). El cumplimiento de los requisitos para el control de fisuración de 24.3 efectivamente evita los paquetes de barras mayores a No. 11 utilizados como refuerzo a tracción.

R25.6.1.4 Investigaciones sobre adherencia (ACI Committee 408 1996) indican que la terminación de barras de paquetes debe ser escalonada.

R25.6.1.5 Cuando se formen 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 barras.

El desarrollo de paquetes de barras por medio de un gancho estándar en el paquete no está cubierto por los requisitos de 25.4.3.

R25.6.1.6 Aunque los empalmes y las longitudes de desarrollo de barras en paquete son un múltiplo del diámetro de las barras individuales que se están traslapando, incrementadas en 20 ó 33 por ciento, según sea apropiado, es necesario usar un diámetro equivalente del paquete completo,

REGLAMENTO

- (a) Los valores de espaciamiento basados en d_b
- (b) Los valores del recubrimiento basados en d_b
- (c) Los valores de espaciamiento y recubrimiento de 25.4.2.2
- (d) El parámetro de confinamiento de 25.4.2.3
- (e) El factor ψ_e de 25.4.2.4

25.6.1.7 Los empalmes por traslapo de paquetes de barras deben basarse en la longitud de empalme por traslapo requerida para las barras individuales del paquete, aumentada de acuerdo con 25.6.1.5. Los empalmes por traslapo de las barras individuales del paquete no deben sobreponerse. No deben empalmarse por traslapo paquetes enteros.

25.6.2 Ductos de postensado

25.6.2.1 Se permite agrupar los ductos de postensado si se demuestra que el concreto puede colocarse satisfactoriamente y se toman medidas para evitar que el acero de preeforzado rompa la separación entre ductos de postensado al tensionarlo.

25.7 — Refuerzo transversal

25.7.1 Estribos de vigas

25.7.1.1 Los estribos deben colocarse tan cerca de las superficies de tracción y compresión del miembro como lo permitan los requisitos de recubrimiento y la proximidad de otros refuerzos y deben desarrollarse en ambos extremos. Cuando se usan como refuerzo de cortante, los estribos deben extenderse hasta una distancia d medida desde la fibra extrema en compresión.

25.7.1.2 Entre los extremos anclados, cada doblez en la parte continua de los estribos en U, sencillos o múltiples, y cada doblez en un estribo cerrado, debe abrazar una barra longitudinal o torón.

25.7.1.3 El anclaje de barras y alambres corrugados debe cumplir con (a), (b) o (c):

- (a) Para barras No. 5 y alambre D31 y menores, y para barras No. 6 a No. 8 con $f_{yt} \leq 40,000$ lb./pulg.², un gancho estándar alrededor del refuerzo longitudinal.
- (b) Para barras No. 6 a No. 8 con $f_{yt} > 40,000$ lb./pulg.², un gancho de estribo estándar abrazando una barra longitudinal más una longitud embebida entre el punto medio de la altura del miembro y el extremo exterior del

COMENTARIO

derivado del área total equivalente de barras, al determinar los valores de espaciamiento y recubrimiento en 25.4.2.2, el término de confinamiento $[(c_b + K_{tr})/d_b]$ en 25.4.2.3 y el factor ψ_e en 25.4.2.4. Para el paquete de barras, el diámetro de la barra d_b , fuera de los paréntesis en las expresiones de 25.4.2.2 y de la ecuación (25.4.2.3a) es el de una sola barra.

R25.6.1.7 El incremento requerido en la longitud de los empalmes por traslapo para los paquetes de barras se basa en la reducción del perímetro expuesto de dichas barras. Las barras en paquete se empalan traslapando barras individuales a lo largo de la longitud del paquete.

R25.6.2 Ductos de postensado

R25.6.2.1 Cuando los ductos de postensado dentro de una viga estén colocados muy cerca verticalmente, deben tomarse precauciones para evitar que al tensionar el acero éste rompa el concreto entre los ductos. La disposición horizontal de los ductos debe permitir la colocación adecuada del concreto. Generalmente, un espaciamiento libre de 1.33 veces el tamaño máximo del agregado grueso, pero no menor que 1 pulg. ha probado ser satisfactorio.

Cuando la concentración de tendones o de ductos tienda a crear un plano débil en el recubrimiento de concreto, debe proporcionarse refuerzo con el fin de controlar la fisuración.

R25.7 — Refuerzo transversal

R25.7.1 Estribos de vigas

R25.7.1.1 Los estribos deben estar lo más cerca posible de la cara de compresión del miembro, debido a que cerca de la carga última las fisuras de tracción por flexión penetran profundamente hacia la zona de compresión.

Es esencial que el refuerzo para cortante y torsión se ancle adecuadamente en ambos extremos para que sea completamente efectivo en cualquiera de los lados de una fisura inclinada potencial. Esto, por lo general, requiere un gancho o doblez en el extremo del refuerzo tal como lo dispone esta sección.

R25.7.1.3 No se permite el anclaje de barras o alambre recto porque este estribo es difícil de mantener en su lugar durante la colocación del concreto y la ausencia de un gancho estándar puede hacer inefectivo un estribo, dado que cruza fisuras de cortante cerca del extremo del estribo.

Para un estribo de barra No. 5 ó alambre D31 o más pequeño, el anclaje se proporciona por medio de un gancho estándar de estribo, tal como se define en 25.3.2, enganchado alrededor de una barra longitudinal.

Para estribos No. 6, No. 7 y No. 8 con f_{yt} de sólo 40,000 lb./pulg.², un gancho de estribo estándar alrededor de

REGLAMENTO

gancho igual o mayor que $0.014d_b f_{yt}/(\lambda\sqrt{f'_c})$, con el valor de λ dado en la Tabla 25.4.3.2.

(c) En viguetas, para barras No. 4 y alambres D20 o menores, un gancho estándar.

COMENTARIO

una barra longitudinal proporciona suficiente anclaje. Para estribos con resistencias más altas se debe verificar la longitud embebida. Se prefiere un gancho de 135 grados ó 180 grados, pero se puede utilizar un gancho de 90 grados si el extremo libre del gancho se prolonga 12 diámetros de barra como se requiere en 25.3.2. Dado que no es posible hacer un doblez muy cerrado de estribos No. 6, No. 7 y No. 8 alrededor de una barra longitudinal y a la fuerza en una barra con un esfuerzo de diseño mayor que 40,000 lb./pulg.², el anclaje del estribo depende tanto del gancho como de cualquier longitud de desarrollo que se proporcione. Una barra longitudinal localizada dentro de un gancho de estribo limita el ancho de cualquier fisura de flexión, aún en una zona de tracción. Dado que tal gancho en el estribo no puede fallar por hendidimiento paralelo al plano de la barra con gancho, la resistencia del gancho tal como se utiliza en 25.4.3.1(a) ha sido ajustada para reflejar el recubrimiento y el confinamiento alrededor del gancho del estribo.

En viguetas, un alambre o barra pequeña puede ser anclada con un gancho estándar que no abrace al refuerzo longitudinal, permitiendo que una barra dobrada en forma continua forme una serie de estribos de una sola rama en la vigueta.

25.7.1.4 El anclaje para cada rama de refuerzo electrosoldado de alambre liso que forme un estribo en U sencillo, debe cumplir con (a) o (b):

- (a) Dos alambres longitudinales con un separación de 2 pulg. a lo largo del miembro 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 2 pulg. del primero. Se permite que el segundo alambre esté colocado en una rama del estribo después de un doblez, o en un doblez que tenga un diámetro interior de doblez no menor de $8d_b$.

R25.7.1.4 Los requisitos para el anclaje de estribos de refuerzo electrosoldado de alambre liso se ilustran en la Fig. R25.7.1.4.

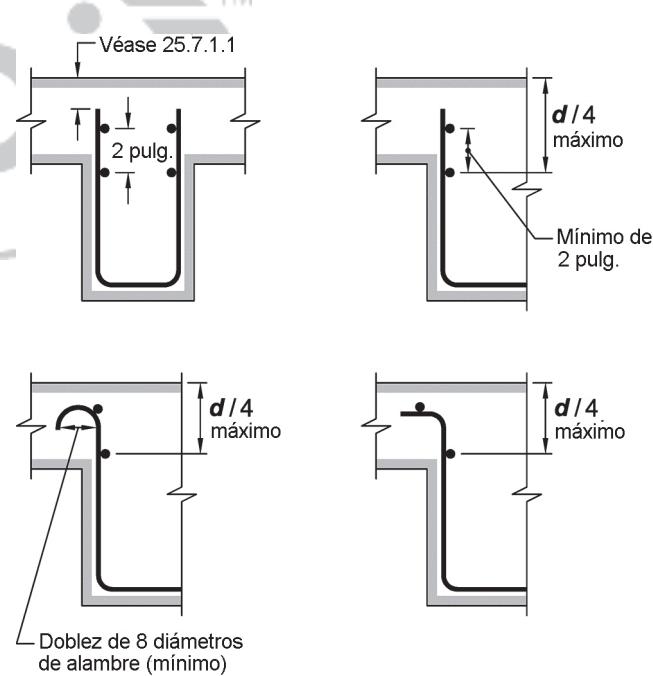


Fig. R25.7.1.4 — Anclajes de estribos en U de refuerzo electrosoldado de alambre liso en la zona de compresión

25.7.1.5 El anclaje para cada extremo de un estribo de una rama de refuerzo electrosoldado de alambre debe consistir en dos alambres longitudinales con un espaciamiento mínimo de 2 pulg., de acuerdo con (a) y (b):

R25.7.1.5 El empleo de refuerzo electrosoldado de alambre como refuerzo a cortante se ha vuelto común en la industria de prefabricados y preesforzados de concreto. Las

REGLAMENTO

- (a) El alambre longitudinal interior localizado a una distancia que sea al menos la mayor entre $d/4$ ó 2 pulg. medidas desde $d/2$.
- (b) El alambre longitudinal exterior en la cara de tracción no debe estar más lejos de la cara que la porción del refuerzo primario de flexión más cercano a la cara.

COMENTARIO

relaciones para aceptar láminas rectas de refuerzo electrosoldado de alambre como refuerzo a cortante se presentan en un informe conjunto del Joint PCI/WRI Ad Hoc Committee on Welded Wire Fabric for Shear Reinforcement (1980).

Los requisitos para anclaje de refuerzo electrosoldado de alambre de una sola rama en la cara de tracción, subrayan la ubicación del alambre longitudinal a la misma altura que el refuerzo principal de flexión para evitar el hendimiento a nivel del refuerzo de tracción. La Fig. R25.7.1.5 ilustra los requisitos de anclaje para refuerzo electrosoldado de alambre de una sola rama. Para el anclaje de refuerzo electrosoldado de alambre de una sola rama, el Reglamento permite ganchos y una longitud embebida en las caras de compresión y de tracción de los miembros (véase 25.7.1.3(a) y 25.7.1.4) y sólo la longitud embebida en la cara de compresión (véase 25.7.1.3(b)). Esta sección contiene requisitos para el anclaje de refuerzo electrosoldado de alambre recto, 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 miembros.

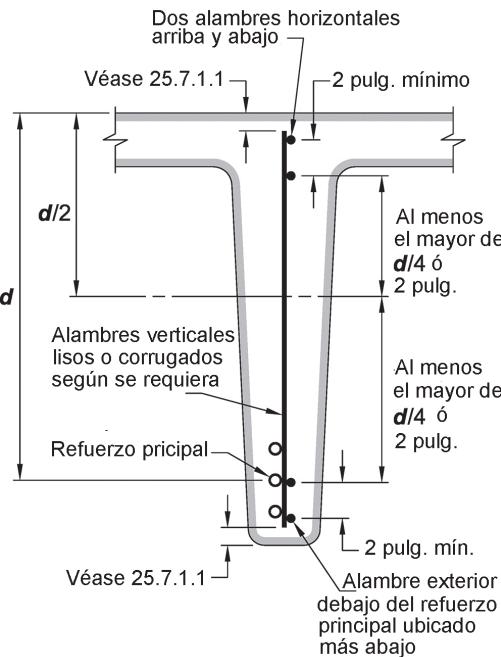


Fig. R25.7.1.5 — Anclaje del refuerzo a cortante formado por una rama de refuerzo electrosoldado de alambre.

25

25.7.1.6 Los estribos para torsión o refuerzo para integridad debe consistir en estribos cerrados perpendiculares al eje del miembro. Cuando se usa refuerzo electrosoldado de alambre, los alambres transversales deben ubicarse perpendiculares al eje del miembro. Dichos estribos deben estar anclados usando (a) o (b):

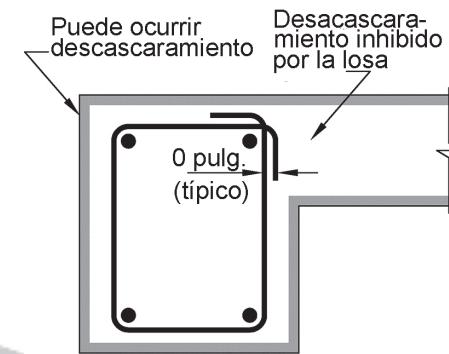
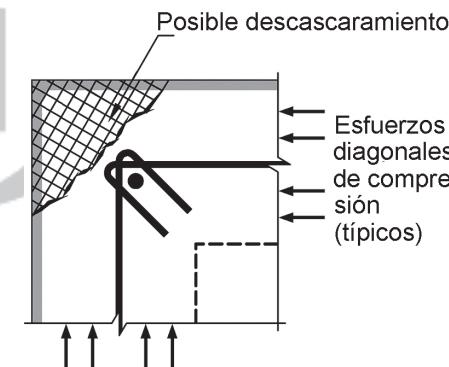
- (a) Los extremos deben terminar en un gancho estándar de 135 grados alrededor de una barra longitudinal
- (b) De acuerdo con 25.7.1.3(a) ó (b) ó 25.7.1.4, en zonas donde el concreto que rodea el anclaje está restringido contra el descascaramiento mediante un ala, losa o miembro similar.

R25.7.1.6 Se requiere tanto refuerzo longitudinal como estribos transversales cerrados para resistir los esfuerzos diagonales de tracción debidos a torsión. Los estribos deben ser cerrados, debido a que las fisuras inclinadas causadas por torsión pueden producirse en todas las caras del miembro.

En el caso de secciones sometidas primordialmente a torsión, el recubrimiento de concreto sobre los estribos se descascara con momentos torsionales altos (Mitchell and Collins 1976). Esto vuelve a los estribos empalmados por traslapo inefectivos, conduciendo a una falla prematura por torsión (Behera and Rajagopalan 1969). En tales casos, no deben usarse los estribos cerrados hechos con un par de estribos en U empalmados por traslapo.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

Cuando una viga rectangular falla a torsión, las esquinas de la viga tienden a descascararse debido a los esfuerzos inclinados de compresión en las diagonales de concreto de la cercha espacial, las que cambian de dirección en la esquina como se muestra en la Fig. R25.7.1.6(a). En ensayos (Mitchell and Collins 1976), los estribos cerrados anclados con ganchos de 90 grados fallaron cuando esto ocurrió. Por esta razón, son preferibles en todos los casos los ganchos estándar de 135 grados o los ganchos sísmicos para estribos de torsión. En lugares donde este descascaramiento está restringido por una losa o ala adyacente, 25.7.1.6(b) relaja esto y permite ganchos de 90 grados debido al confinamiento adicional de la losa (véase la Fig. R25.7.1.6(b)).

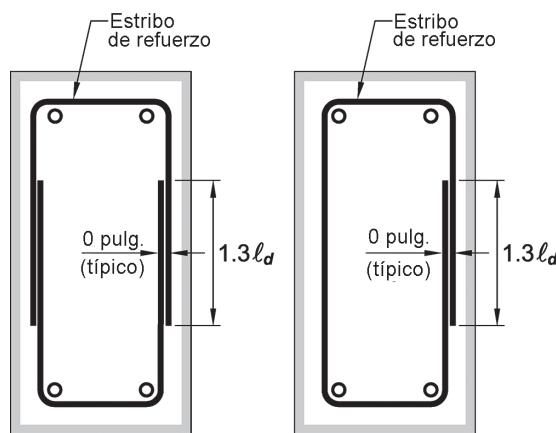
(a) Sección en alzado(b) Detalle en la esquina

25

Fig. 25.7.1.6 — Descascaramiento de las esquinas de vigas sometidas a torsión.

25.7.1.7 Excepto cuando se trate de estribos para torsión o refuerzo de integridad, se permiten estribos formados por un par de estribos en U empalmados para formar una unidad cerrada con empalmes por traslapo con una longitud de traslapo de al menos $1.3\ell_d$. En miembros con una altura total de al menos 18 pulg, estos empalmes por traslapo con $A_h f_{yt} \leq 9000$ lb. por rama pueden considerarse adecuados si las ramas del estribo se extienden por toda la altura disponible del miembro.

R25.7.1.7 Estos requisitos para el empalme por traslapo de estribos dobles en U que formen un estribo cerrado, prevalecen sobre las disposiciones de 25.5.2. La fig. R25.7.1.7 muestra configuraciones de estribos cerrados que utilizan empalmes por traslapo.

REGLAMENTO**COMENTARIO****Fig. R25.7.1.7 — Configuraciones de estribos cerrados****25.7.2 Estribos de columnas**

25.7.2.1 Los estribos de columnas deben en barras corrugadas cerradas con un espaciamiento que cumplan con (a) y (b):

- (a) Espaciamiento libre de al menos $(4/3)d_{agg}$.
- (b) El espaciamiento centro a centro no debe exceder el menor de $16d_b$ de barra longitudinal, $48d_b$ de barra de estribo y la menor dimensión del miembro.

25.7.2.2 El diámetro de la barra del estribo debe ser al menos (a) o (b):

- (a) Barras No. 3 encerrando barras longitudinales No. 10 o menores.
- (b) Barras No. 4 encerrando barras longitudinales No. 11 o mayores o paquetes de barras longitudinales

25.7.2.2.1 Como alternativa a las barras corrugadas, se permite refuerzo de alambre electrosoldado, tanto liso como corrugado, con un área equivalente a la requerida por 25.7.2.1 siempre y cuando se cumpla con los requisitos de la Tabla 20.2.2.4a.

25.7.2.3 Los estribos rectilíneos deben disponerse de tal forma de cumplir con (a) y (b):

- (a) Cada barra longitudinal de esquina y barra alterna debe tener apoyo lateral dado por la esquina de un estribo con un ángulo interior no mayor de 135 grados.
- (b) Ninguna barra que no esté apoyada lateralmente puede estar separada más de 6 pulg. libres de una barra apoyada lateralmente.

R25.7.2 Estribos de columnas

R25.7.2.2 Estos requisitos también aplican a ganchos supplementarios.

R25.7.2.3 El ángulo interno permisible de 135 grados y la excepción para las barras situadas a una distancia libre de 6 pulg. o menos a cada lado de barras adecuadamente apoyadas lateralmente se ilustran en la Fig. 25.7.2.3(a). Ensayos limitados (Pfister 1964) de columnas de tamaño natural, cargadas axialmente, armadas con barras longitudinales continuas (sin empalmes por traslape), mostraron que columnas armadas con estribos y con barras longitudinales localizadas más cerca de 6 pulg. libres de barras longitudinales apoyada lateralmente, son adecuadas en columnas sometidas a fuerza axial.

Las barras o alambres enrollados de forma continua pueden ser considerados como estribos, siempre que su paso y área sean al menos equivalentes en área y espaciamiento a estribos individuales. El anclaje de los extremos de las barras o alambres doblados de manera continua debe consistir con un gancho estándar igual al requerido para estribos

REGLAMENTO

COMENTARIO

individuales, o por medio de una vuelta adicional del estribo (Véase Fig. R25.7.2.3(b)). Una barra o alambre enrollado de manera continua en forma circular se considera espiral si cumple con 25.7.3, de lo contrario se considera un estribo.

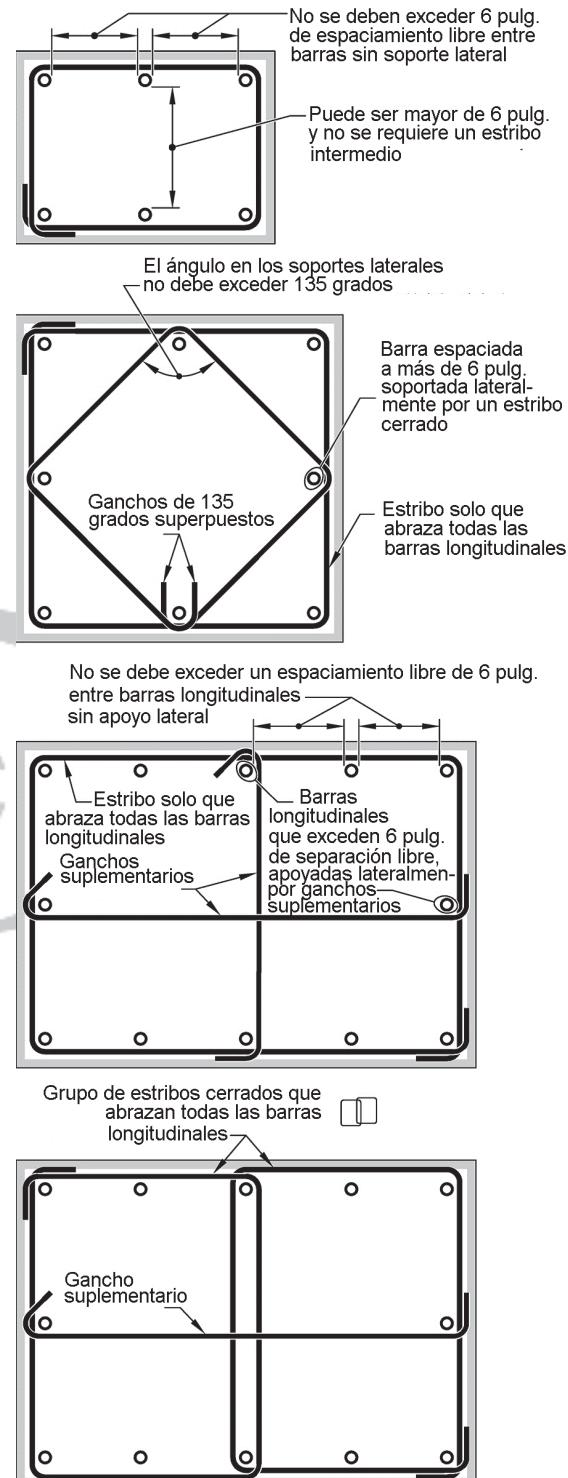


Fig. R25.7.2.3(a) — Croquis para aclarar las medidas entre barras de columna apoyadas lateralmente y el anclaje de estribos rectilíneos.

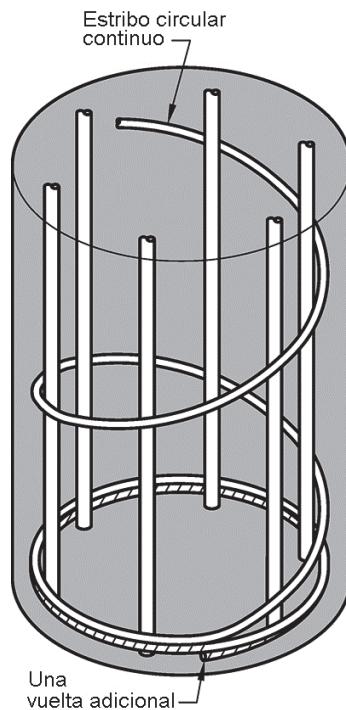
REGLAMENTO**COMENTARIO**

Fig. R25.7.2.3(b) — Anclaje de estribo continuo.

25.7.2.3.1 El anclaje de estribos rectilíneos que abracen barras longitudinales debe consistir en ganchos estándar que cumplan con 25.3.2.

25.7.2.4 Se puede utilizar un estribo circular completo cuando las barras longitudinales estén localizadas alrededor del perímetro de un círculo.

25.7.2.4.1 El anclaje de estribos circulares individuales debe cumplir con (a) hasta (c):

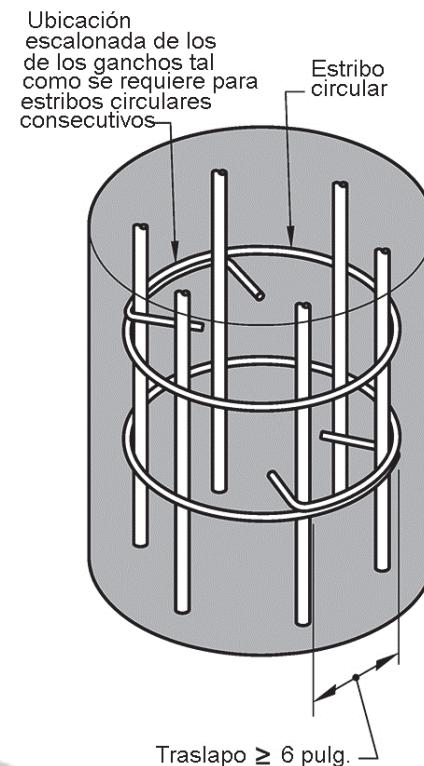
- (a) Los extremos deben traslapar al menos 6 pulg.
- (b) Los extremos deben terminar con ganchos estándar que abracen una barra longitudinal de acuerdo con 25.3.2
- (c) El traslapo en los extremos de estribos circulares adyacentes se debe escalaronar a lo largo del perímetro encerrado por las barras longitudinales.

TM

R25.7.2.3.1 Los ganchos estándar de los estribos deben utilizarse solamente con barras longitudinales corrugadas y estar escalonados cuando se pueda.

R25.7.2.4 A pesar de que el refuerzo transversal en miembros que tengan el refuerzo longitudinal localizado en la periferia de un círculo puede ser una espiral o estribos circulares, las espirales son en general más efectivas.

R25.7.2.4.1 Es posible que se presente hendimiento vertical y pérdida de restricción por parte del estribo cuando los extremos de estribos circulares abracen la misma barra longitudinal. Los estribos circulares adyacentes no deben abrazar con sus ganchos los extremos de la misma barra longitudinal (véase la Fig. R25.7.2.4).

REGLAMENTO**COMENTARIO***Fig. R25.7.2.4 — Anclaje de estribos circulares.*

25.7.2.5 Los estribos para torsión debe ser perpendiculares al eje del miembro y estar anclados cumpliendo con (a) o (b):

- (a) Los extremos deben terminar en un gancho de 135 grados o un gancho sísmico alrededor de una barra longitudinal
- (b) Donde el concreto que rodea al anclaje está protegido contra descascaramiento, de acuerdo con 25.7.1.3(a) o (b) ó 25.7.1.4.

25.7.3 Espirales

25.7.3.1 Las espirales deben consistir en barras o alambres continuos con espaciamiento uniforme que cumpla con (a) y (b):

- (a) Al menos el mayor de 1 pulg. y $(4/3)d_{agg}$
- (b) Menor de 3 pulg.

25.7.3.2 Para miembros construidos en obra, el diámetro de las barras o alambres utilizados en espirales no debe ser menor de 3/8 pulg.

25.7.3.3 La cuantía volumétrica del refuerzo en espiral, ρ_s , debe cumplir con la ecuación (25.7.3.3).

R25.7.2.5 Véase R25.7.1.6.

R25.7.3 Espirales

R25.7.3.1 Los espirales deben mantenerse firmemente en su lugar, a una distancia y alineación adecuada, para evitar el desplazamiento durante la colocación del concreto.

R25.7.3.2 Por consideraciones prácticas, en miembros construidos en obra, el diámetro mínimo del refuerzo en espiral es de 3/8 pulg. (barras corrugadas o lisas No. 3, ó alambres corrugados D11 ó lisos W11).

Los diámetros estándar del refuerzo para espirales son 3/8, 1/2 y 5/8 de pulg. para materiales tanto laminados en caliente, trabajados en frío, lisos o corrugados.

R25.7.3.3 El efecto de la espiral de aumentar la resistencia del concreto dentro del núcleo no se presenta hasta que la columna haya sido sometida a carga axial y se haya presentado suficiente deformación para causar que el concreto

REGLAMENTO

$$\rho_s \geq 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (25.7.3.3)$$

donde el valor de f_{yt} no debe ser mayor de 100,000 lb./pulg.².

COMENTARIO

localizado en el exterior de la sección de la columna se descascarre. La cantidad de refuerzo en espiral requerido por la ecuación (25.7.3.3) tiene la intención de proveer en columnas sometidas a carga axial concéntrica que hayan perdido su recubrimiento, una resistencia adicional similar, o ligeramente mayor, que la aportada por el recubrimiento antes de descascararse. La deducción de la ecuación (25.7.3.3) está presentada en Richart (1933). Los ensayos y la experiencia muestran que columnas que tengan las cantidades de refuerzo en espiral requeridas por esta sección presentan considerable tenacidad y ductilidad. Investigaciones (Richart et al. 1929; Richart 1933; Pessiki et al. 2001; Saatcioglu and Razvi 2002) también han indicado que refuerzo con una resistencia a la fluencia de 100,000 lb./pulg.² puede utilizarse efectivamente para confinamiento.

25.7.3.4 El anclaje de la espiral debe consistir en una y media vueltas adicionales de la barra o alambre de la espiral en cada extremo.

R25.7.3.4 El anclaje de la espiral se ilustra en la Fig. R25.7.3.4.

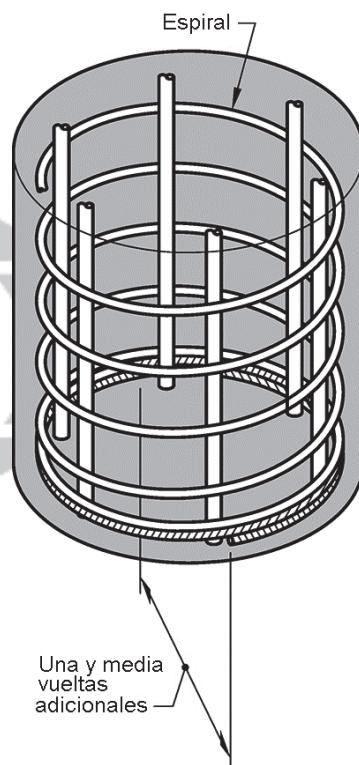


Fig. R25.7.3.4 — Anclaje de la espiral.

25.7.3.5 El refuerzo en espiral puede empalmarse por medio de uno de los dos métodos presentados en (a) y (b):

- (a) Empalme mecánico o soldado de acuerdo con 25.5.7.
- (b) Empalme por traslapo de acuerdo con 25.7.3.6 para f_{yt} no mayor de 60,000 lb./pulg.²

25.7.3.6 El empalme por traslapo debe ser al menos el mayor de 12 pulg. y las longitudes de traslapo de la Tabla 25.7.3.6.

REGLAMENTO**COMENTARIO****Tabla 25.7.3.6 — Longitud de traslapo para el refuerzo en espiral**

Refuerzo	Recubrimiento	Extremos de la barra o alambre en espiral traslapado	Longitud de traslapo en pulg.
Barras corrugada	Sin recubrimiento o con recubrimiento de zinc (galvanizada)	No requiere gancho	$48d_b$
	Recubierta con epóxico o con recubrimiento dual de zinc y epóxico	No requiere gancho	$72d_b$
		Gancho estándar según 25.3.2 ^[1]	$48d_b$
Alambres corrugado	Sin recubrimiento	No requiere gancho	$48d_b$
	Recubierta con epóxico	No requiere gancho	$72d_b$
		Gancho estándar según 25.3.2 ^[1]	$48d_b$
Barras lisas	Sin recubrimiento o con recubrimiento de zinc (galvanizada)	No requiere gancho	$72d_b$
		Gancho estándar según 25.3.2 ^[1]	$48d_b$
Alambres lisos	Sin recubrimiento	No requiere gancho	$72d_b$
		Gancho estándar según 25.3.2 ^[1]	$48d_b$

^[1]Los ganchos deben estar embebidos dentro del núcleo confinado por la espiral.

25.7.4 Estriplos cerrados de confinamiento

25.7.4.1 Los estribos cerrados de confinamiento consisten en un estribo cerrado o un estribo enrollado en forma continua, los cuales puede estar constituidos por varios elementos de refuerzo con ganchos sísmicos en sus extremos.

25.7.4.2 Los extremos de los elementos de refuerzo que conforman los estribos cerrados de confinamiento deben ser ganchos sísmicos que cumplen con 25.3.4 y abrazan una barra longitudinal. Un estribo cerrado de confinamiento no puede estar compuesto por barras corrugadas con cabeza superpuestas.

25.8 — Anclajes y conectores para postensado

25.8.1 Los anclajes y conectores para tendones deben desarrollar al menos el 95 por ciento de f_{pu} cuando se ensayan bajo condiciones de no adherencia, sin que excedan el asentamiento de las cuñas previsto.

R25.7.4 Estriplos cerrados de confinamiento

R25.7.4.1 Véase R25.7.2.4.

25

R25.8- Anclajes y conectores para postensado

R25.8.1 La resistencia requerida para ensamblajes anclaje-tendón y conector-tendón, para tendones adheridos como no adheridos, cuando son ensayados en condiciones de no adherencia, se basa en un 95 por ciento de la resistencia especificada del acero de preesforzado. El acero de preesforzado debe cumplir con las disposiciones mínimas de las normas aplicables de ASTM como se requiere en 20.3.1. La resistencia especificada para anclajes y conectores excede la resistencia máxima de diseño de los tendones por un amplio margen y, al mismo tiempo, reconoce los efectos de aumento de esfuerzos que se presenta en la mayoría de los anclajes y conectores de postensado disponibles. La resistencia de los conectores y anclajes debe alcanzarse con una deformación permanente y asentamiento sucesivo mínimos, reconociendo que alguna deformación y asentamiento se produce durante un ensayo a la falla. Los ensamblajes para tendones deben ajustarse al requisito de 2 por ciento de elongación indicado en el ACI 423.7.



REGLAMENTO

25.8.2 Para tendones adheridos, los anclajes y conectores deben localizarse de manera tal que f_{pu} se desarrolle al 100 por ciento en las secciones críticas, después que el acero de preesforzado haya sido adherido al miembro.

25.8.3 En el caso de construcción no adherida sometida a cargas repetitivas, debe prestarse atención especial a la posibilidad de fatiga en los anclajes y conectores del acero de preesforzado.

25.8.4 Los conectores deben ubicarse en lugares aprobados por el profesional facultado para diseñar y estar encerrados en cajas lo suficientemente largas para permitir los movimientos necesarios.

25.9 — Zonas de anclaje para tendones de preesforzado

25.9.1 Generalidades

25.9.1.1 La zona de anclaje de tendones postensados consiste de dos zonas, (a) y (b):

(a) La zona local debe suponerse como el prisma rectangular (o rectangular equivalente para anclajes circulares u ovalados) que circunda inmediatamente al dispositivo de anclaje y cualquier refuerzo de confinamiento.

(b) La zona general incluye la zona local y debe suponerse que sea la porción del miembro a través de la cual la fuerza concentrada de preesforzado se transfiere al concreto y se distribuye de una forma más uniforme a través de la sección.

COMENTARIO

Los métodos de ensayo a fatiga y carga estática de anclajes y conectores se presenta en ICC-ES Acceptance Criteria AC303 (2011).

R25.8.2 Los anclajes y conectores para tendones adheridos que desarrollan menos de la totalidad de la resistencia especificada a la rotura del acero de preesforzado solo pueden utilizarse cuando la longitud de transferencia por adherencia entre los anclajes, o conectores, y las secciones críticas iguala o excede la longitud requerida para desarrollar la resistencia del acero de preesforzado. Esta longitud de adherencia puede calcularse utilizando los resultados de ensayos respecto a las características de adherencia de torones de preesforzado sin tensar (Salmons and McCrate 1977), o por medio de ensayos de adherencia en otros tipos de materiales de acero de preesforzado, según sea apropiado.

R25.8.3 Para una discusión sobre la carga de fatiga, véase ACI 215R.

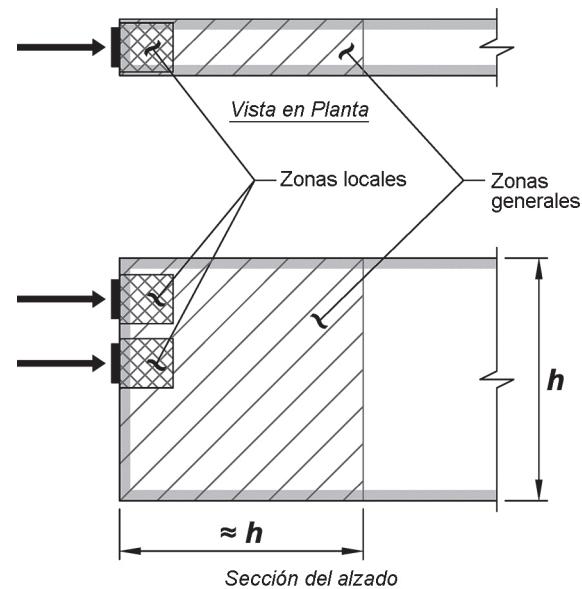
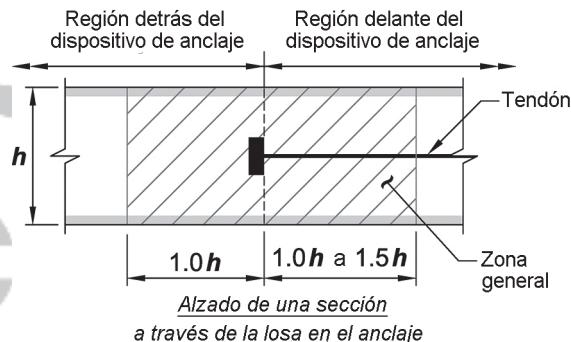
Para recomendaciones detalladas sobre ensayos para condiciones de carga estática y cíclica de tendones y de anclajes de tendones no adheridos, véase ACI 423.3R (Sección 4.1.3) y ACI 301 (Sección 15.2.2).

R25.9 — Zonas de anclaje para tendones de preesforzado

R25.9.1 Generalidades — Las disposiciones detalladas para el análisis y detallado del refuerzo en el AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (AASHTO LRFDUS) para el análisis y diseño de las zonas de anclaje de postensado se consideran que satisfacen los requisitos más generales de este Reglamento. En las áreas específicas de evaluación y ensayos de aceptación para dispositivos de anclaje, este Reglamento referencia los requisitos detallados de AASHTO.

R25.9.1.1 Con base 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 Fig. R25.9.1.1(a).

Cuando se tensionan dispositivos de anclaje ubicados lejos del extremo del elemento, se presentan localmente grandes esfuerzos de tracción adelante y detrás del dispositivo. Estos esfuerzos de tracción son inducidos por la incompatibilidad de las deformaciones adelante y detrás del dispositivo. Se debe tener en cuenta la región sombreada completa, como se muestra en la figura R25.9.1.1(b).

REGLAMENTO**COMENTARIO***Fig. R25.9.1.1(a) — Zonas locales y generales.**Fig. R25.9.1.1(b) — Zona general para un dispositivo de anclaje localizado lejos del extremo del miembro.*

25

25.9.1.2 La zona de anclaje local debe diseñarse de acuerdo con 25.9.3.

25.9.1.3 La zona de anclaje general debe diseñarse de acuerdo con 25.9.4.

25.9.1.4 La resistencia a la compresión del concreto requerida en el momento del tensionamiento del postensado debe especificarse como lo requiere 26.10.

25.9.1.5 La secuencia de tensionamiento debe tenerse en cuenta en el proceso de diseño y especificarse de acuerdo con 26.10.

R25.9.1.5 La secuencia de tensionamiento de los dispositivos de anclaje puede tener un efecto significativo en los esfuerzos de la zona general. Por lo tanto, es importante considerar no solamente la etapa final de una secuencia de tensionamiento, con todos los tendones ya tensados, sino también las etapas intermedias durante la construcción. Deben tenerse en cuenta las fuerzas de estallido críticas causadas por cada una de las combinaciones de la secuencia de postensado de los tendones, así como las de los grupos de tendones completos.

REGLAMENTO

COMENTARIO

25.9.2 Resistencia requerida

25.9.2.1 La fuerza de preefuerzo en el dispositivo de anclaje, P_{pu} , debe exceder el menor valor de (a) hasta (c), donde 1.2 es el factor de carga de 5.3.12:

- (a) $1.2(0.94 f_{py}) A_{ps}$
- (b) $1.2(0.80 f_{pu}) A_{ps}$

(c) La máxima fuerza en el gato designada por el suministrador de los dispositivos de anclaje, multiplicada por 1.2.

25.9.3 Zona local

25.9.3.1 El diseño de la zona local de anclajes de postensado debe cumplir los requisitos de (a), (b) o (c):

(a) Los dispositivos de anclaje de un solo tendón o barras de 5/8 pulg., o de menor diámetro, deben cumplir con los requisitos de resistencia al aplastamiento y de la zona local de ACI 423.7.

(b) Los dispositivos de anclaje de varios tendones deben cumplir con los requisitos de resistencia al aplastamiento de AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Artículo 5.10.9.7.2, excepto que el factor de carga debe cumplir con 5.3.12 y ϕ debe cumplir con 21.2.1.

(c) Los dispositivos de anclaje deben cumplir con los ensayos requeridos por el AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Artículo 5.10.9.7.3, descritos en AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, Artículo 10.3.2.3.

25.9.3.2 Cuando se utilicen dispositivos de anclaje especiales, debe colocarse refuerzo de superficie adicionalmente al refuerzo de confinamiento especificado para el dispositivo de anclaje.

25.9.3.2.1 El refuerzo de superficie adicional debe ser similar en configuración y al menos equivalente en cuantía volumétrica a cualquier refuerzo superficial suplementario utilizado en los ensayos de aceptación del dispositivo de anclaje.

25.9.4 Zona general

R25.9.2 Resistencia requerida

R25.9.2.1 La fuerza de preefuerzo mayorada es el producto del factor de carga y la máxima fuerza de preefuerzo permitida. Los máximos esfuerzos de tracción permitidos durante el gateo se definen en 20.3.2.5.1.

R25.9.3 Zona local — La zona local resiste esfuerzos locales muy altos producidos por el dispositivo de anclaje y los 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 refuerzo de confinamiento, y menos influido por la geometría y cargas de la estructura completa. Algunas veces no se puede completar el diseño de la zona local hasta que los dispositivos de anclaje específicos hayan sido definidos en la etapa de elaboración de los planos de taller. Cuando se usan dispositivos especiales de anclaje, el proveedor de estos debe suministrar la información respecto a ensayos que demuestren que el dispositivo puede considerarse satisfactorio bajo el Artículo 10.3.2.3 de AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications (LRFDCONS) y suministre información respecto a la forma de uso del dispositivo. Las principales consideraciones en el diseño de la zona local son los efectos del alto esfuerzo de aplastamiento y la idoneidad del refuerzo de confinamiento para aumentar la capacidad del concreto de resistir estos esfuerzos de aplastamiento.

R25.9.3.2.1 El refuerzo de superficie es el refuerzo colocado cerca de las superficies exteriores en la zona de anclaje para limitar el ancho y espaciado de las fisuras locales. El refuerzo en la zona general para otras acciones (flexión, cortante, retracción, temperatura y similares) pueden usarse para cumplir con los requisitos de refuerzo de superficie suplementario. La determinación del refuerzo de superficie suplementario depende del dispositivo de anclaje usado y frecuentemente no puede determinarse hasta que los dispositivos de anclaje específicos hayan sido seleccionados.

R25.9.4 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. Los esfuerzos de tracción que pueden ser causados por el dispositivo de anclaje de los tendones, incluyendo el estallido, descascaramiento y tracción en el borde, como se muestran en la Fig. R25.9.4, deben considerarse en el diseño. Además, los esfuerzos de compresión inmediatamente delante de la zona local deben revisarse (Fig. R25.9.1.1(b)).

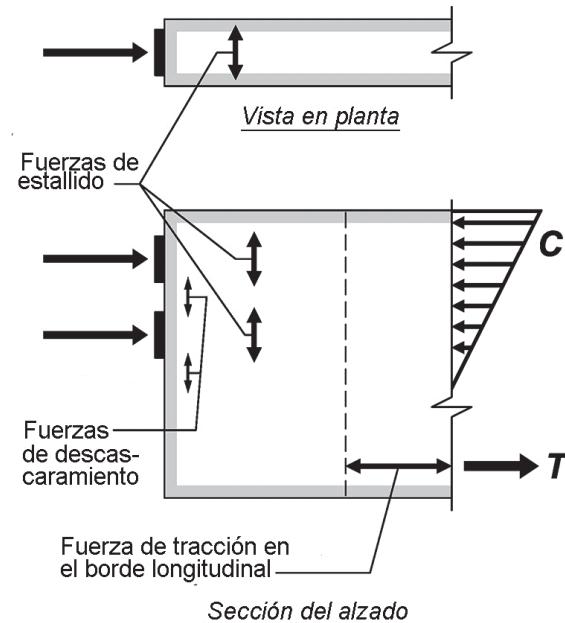
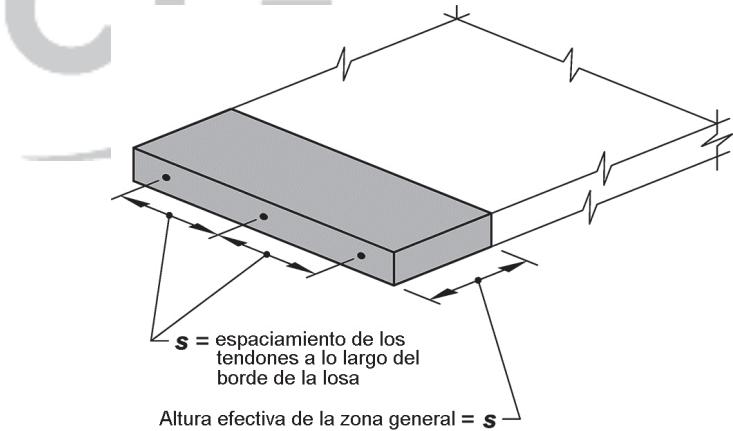
REGLAMENTO**COMENTARIO**

Fig. R25.9.4 — Regiones de esfuerzos de tracción dentro de la zona general.

25.9.4.1 La extensión de la zona general es igual a la dimensión mayor de la sección transversal. En el caso de losas con anclajes o grupos de anclajes espaciados a lo largo del borde de la losa, la profundidad de la zona general debe tomarse igual al espaciamiento de los anclajes.

R25.9.4.1 La altura efectiva de la zona general en losas está definida en AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (LRFDUS), Artículo 5.10.9 como el espaciamiento de los tendones (Fig. R25.9.4.1). Véase 25.9.4.4.6 para anclajes de un solo torón.



25

Fig. R25.9.4.1 — Dimensiones de la zona general in losas postensadas.

25.9.4.2 Para dispositivos de anclaje localizados lejos del extremo del miembro, la zona general debe incluir las regiones perturbadas delante y detrás los dispositivos de anclaje.

R25.9.4.2 Las dimensiones de la zona general para dispositivos de anclaje localizados lejos del extremo del miembro se definen en la Fig. R25.9.1.1(b).

25.9.4.3 Análisis de la zona general

R25.9.4.3 Análisis de la zona general

25.9.4.3.1 La zona general puede diseñarse por medio de los métodos (a) hasta (c):

R25.9.4.3.1 Los métodos de diseño incluyen los procedimientos para los cuales se han dado guías en AASHTO

REGLAMENTO

- (a) Modelos puntal-tensor de acuerdo con el Capítulo 23.
- (b) Análisis lineal de esfuerzos, incluyendo elementos finitos o equivalente.
- (c) Ecuaciones simplificadas del AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Artículo 5.10.9.6, excepto cuando estén restringidas por 25.9.4.3.2.

El diseño de la zona general por otros métodos se permite, siempre y cuando los procedimientos específicos utilizados para diseñar resulten en una predicción de la resistencia que esté de acuerdo substancialmente con los resultados de ensayos de amplio alcance.

COMENTARIO

LRFDUS y Breen et al. (1994). Estos procedimientos han demostrado que llevan a predicciones conservadoras de la resistencia cuando se comparan con los resultados de ensayos (Breen et al. 1994). El uso del método de puntal tensor es especialmente útil para el diseño de la zona general (Breen et al. 1994). Se pueden usar ecuaciones simplificadas basadas en AASHTO LRFDUS y Breen et al. (1994) muchas aplicaciones de anclaje, en donde regiones sustanciales o masivas de concreto rodean a los anclajes, con excepción de los casos indicados en 25.9.4.3.2.

Los valores de la magnitud de la fuerza de estallido, T_{burst} , y su distancia al centroide de la mayor superficie de apoyo del anclaje, d_{burst} , pueden ser estimados por las ecuaciones (R25.9.4.3.1a) y (R25.9.4.3.1b) respectivamente. Los términos de estas ecuaciones para una fuerza de preesforzado con una pequeña excentricidad se muestran en la Fig. R25.9.4.3.1. En la aplicación de estas ecuaciones se debe considerar la secuencia de tensionamiento si hay más de un tendón presente.

$$T_{burst} = 0.25 \sum P_{pu} \left(1 - \frac{h_{anc}}{h} \right) \quad (\text{R25.9.4.3.1a})$$

$$d_{burst} = 0.5(h - 2e_{anc}) \quad (\text{R25.9.4.3.1b})$$

donde $\sum P_{pu}$ es la suma de las fuerzas P_{pu} de los tendones individuales, h_{anc} es la altura del dispositivo de anclaje o del grupo individual de dispositivos espaciados cerca en la dirección considerada y e_{anc} es la excentricidad (siempre positiva) del dispositivo o grupo espaciado cerca de dispositivos de anclaje con respecto al centroide de la sección transversal (véase la Fig. R25.9.4.3.1).

Los dispositivos de anclaje deben tratarse como espaciados cerca si su espaciamiento centro a centro no excede 1.5 veces el ancho del dispositivo en la dirección considerada.

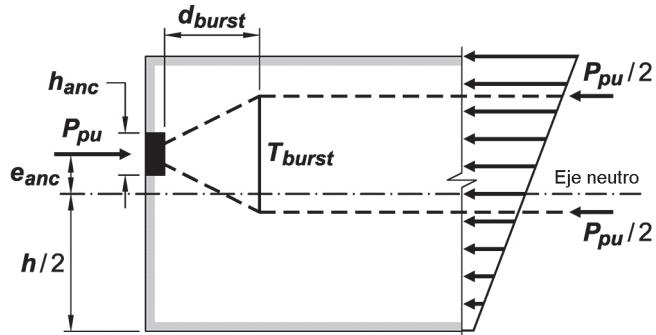


Fig. R25.9.4.3.1 — Definición de los términos usados para definir la zona general.

25.9.4.3.2 Las ecuaciones simplificadas, tal como se permiten en 25.9.4.3.1(c), no deben utilizarse para diseñar la zona general cuando ocurra una de las situaciones enumeradas en (a) hasta (g):

R25.9.4.3.2 Las ecuaciones simplificadas de AASHTO LRFDUS no son aplicables en algunas situaciones comunes que se enumeran en 25.9.4.3.2. En estos casos se requiere un análisis detallado. Además, en el postensado de secciones delgadas, secciones con alas, secciones irregulares, o cuando

REGLAMENTO

- (a) La sección del miembro no es rectangular.
- (b) Existen discontinuidades en, o cerca de, la zona general que causen desviaciones en el flujo de las fuerzas.
- (c) La distancia mínima al borde es menor que 1.5 veces la dimensión lateral del dispositivo de anclaje en esa dirección.
- (d) Se dispongan múltiples dispositivos de anclaje en una forma diferente a un grupo espaciado cerca.
- (e) El centroide de los tendones está localizado por fuera del tercio central de la sección transversal.
- (f) El ángulo de inclinación del tendón en la zona general sea menos de -5 grados con respecto al centroide del eje del miembro, tomando el ángulo como negativo si la fuerzas de anclaje está dirigida hacia afuera del centroide de la sección.
- (g) El ángulo de inclinación del tendón en la zona general es mayor de +20 grados con respecto al centroide del eje del miembro, tomando el ángulo como positivo si la fuerzas de anclaje está dirigida hacia el centroide de la sección.

25.9.4.3.3 Los efectos tridimensionales deben considerarse en el diseño y analizarse usando (a) o (b):

- (a) Procedimiento de análisis tridimensional.
- (b) Aproximadamente sumando los efectos en dos planos ortogonales.

25.9.4.4 Límites del refuerzo

25.9.4.4.1 La resistencia a la tracción del concreto debe despreciarse en los cálculos de los requisitos de refuerzo.

25.9.4.4.2 Debe colocarse refuerzo en la zona general para resistir las fuerzas de estallido, descascaramiento y tracciones en el borde longitudinal producidas por los dispositivos de anclaje, según corresponda. Deben considerarse los efectos de cambios abruptos de la sección y la secuencia de tensionamiento.

COMENTARIO

los tendones tienen una curvatura apreciable dentro de la zona general se requiere de procedimientos más generales tales como los de AASHTO LRFDUS, Artículos 5.10.9.4 y 5.10.9.5. En el Artículo 5.10.9.3.2 de AASHTO LRFDUS se dan recomendaciones detalladas sobre los principios de diseño que se aplican a todos los métodos de diseño.

Los grupos de tendones de un torón con dispositivos individuales de anclaje para cada torón individual se usan a menudo en vigas. Si una viga tiene un dispositivo de anclaje único o un grupo único de dispositivos de anclaje espaciados cerca, se permite el uso de ecuaciones simplificadas tales como aquellas que se dan en R25.9.4.3.1, a menos que 25.9.4.3.2 controle. Las condiciones más complejas se pueden diseñar mediante el uso de modelos puntal-tensor. En AASHTO LRFDUS y en Breen et al. (1994) se dan recomendaciones detalladas para el uso de dichos modelos.

R25.9.4.3.3 Se incluyen disposiciones sobre los efectos tridimensionales con el objeto de alertar sobre los efectos perpendiculares al plano principal de los miembros tales como fuerzas de estallido en la dirección delgada de nervios y losas, los cuales deben tenerse en cuenta. 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 tendones externos).

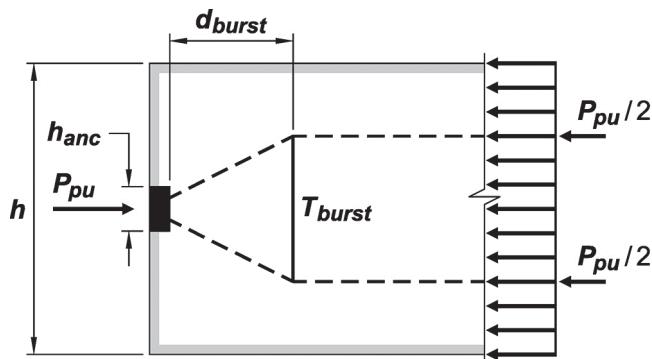
R25.9.4.4 Límites del refuerzo

R25.9.4.4.2 En algunos casos, los requisitos del refuerzo no pueden determinarse hasta tanto se seleccionen los tendones y dispositivos de anclaje específicos. Las responsabilidades del diseño y su aprobación deben estar claramente asignada en los documentos de construcción.

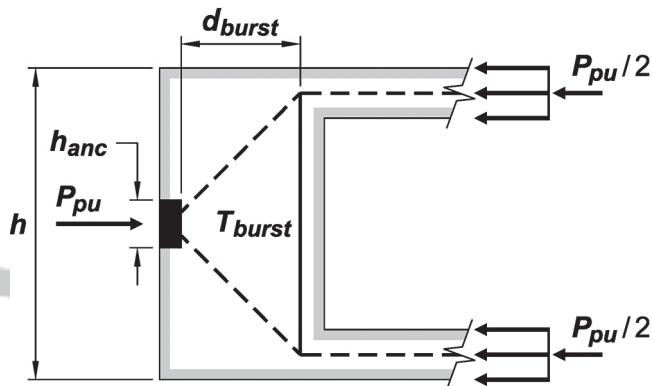
Los cambios abruptos en la sección pueden causar desviaciones significativas en las trayectorias de las fuerzas. Estas desviaciones pueden aumentar apreciablemente las fuerzas de tracción, como se muestra la Fig. R25.9.4.4.2.

REGLAMENTO

COMENTARIO

(a) Sección rectangular

$$T_{burst} \approx 0.25P_{pu}$$

(b) Sección con alas y bloque terminal

$$T_{burst} \approx 0.50P_{pu}$$

Fig. R25.9.4.4.2 — Efecto de los cambios de la sección transversal.

25.9.4.4.3 Para dispositivos de anclaje ubicados lejos del extremo del miembro, debe colocarse refuerzo adherido para transferir al menos $0.35P_{pn}$ a la sección de concreto detrás del anclaje. Este refuerzo debe colocarse en forma simétrica alrededor del dispositivo de anclaje y debe estar totalmente desarrollado tanto atrás como adelante del dispositivo de anclaje.

R25.9.4.4.3 Donde los dispositivos de anclaje están ubicados lejos del extremo del miembro, los esfuerzos de tracción locales se generan detrás de estos anclajes (Véase la Fig. R25.9.1.1(b)) debido a compatibilidad de deformaciones delante y atrás del de los anclajes. Se requiere refuerzo adherido de amarre paralelo al tendón en la vecindad inmediata del anclaje para limitar la fisuración detrás del anclaje. El requisito de $0.35P_{pn}$ se dedujo utilizando 25 por ciento de la fuerza de preesforzado no mayorada resistida por el refuerzo trabajando a $0.6f_y$ con un factor de carga de 1.2. Por lo tanto, la resistencia total a la fluencia del refuerzo, f_y , debe utilizarse para calcular la capacidad que se disponga.

25.9.4.4.5 Si los tendones están curvados en la zona general, el refuerzo adherido debe resistir las fuerzas radiales y de hendimiento, excepto para tendones de un solo torón en losas o donde el análisis muestre que el refuerzo no es necesario.

25.9.4.4.5 Debe colocarse refuerzo con una resistencia nominal a tracción igual a 2 por ciento de la fuerza de preesforzado mayorada en direcciones ortogonales paralelas a la cara cargada de la zona de anclaje para limitar el hendimiento,

R25.9.4.4.5 La fuerza en los tendones que causa el estallido para la cual el centroide está localizado dentro del tercio central de la sección puede estimarse como el 2 por ciento de la fuerza total de preesfuerzo, excepto para

REGLAMENTO

excepto para tendones de un solo torón en losas o donde el análisis muestre que el refuerzo no es necesario.

25.9.4.4.6 Para los dispositivos de un anclaje para torones de 0.5 pulg. de diámetro o menores en lasas de concreto de peso normal, se debe proporcionar refuerzo mínimo en la zona general que cumpla con los requisitos de (a) y (b), a menos que un análisis detallado que cumpla con lo indicado en 25.9.4.3 demuestre que tal refuerzo no es necesario.

(a) Se deben disponer dos barras horizontales no menores de No. 4 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 $h/2$ adelante de cada dispositivo. Dichas barras deben extenderse, a lo menos, 6 pulg. a cada lado de los bordes exteriores de cada dispositivo.

(b) Si el espaciamiento, centro a centro, de los dispositivos de anclaje es de 12 pulg. 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 No. 3, 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 los extremos extendiéndose dentro de la losa perpendicularmente al borde. La parte central de las barras en horquilla o estribos deben colocarse perpendicularmente al plano de la losa desde $3h/8$ hasta $h/2$ adelante de los dispositivos de anclaje.

COMENTARIO

dispositivos de anclaje múltiples con espaciamiento centro a centro mayor que 0.4 veces la altura de la sección.

R25.9.4.4.6 Los requisitos mínimos de refuerzo de la zona general para los tendones de un torón en lasas están basados en las recomendaciones de ACI 423.3R, las cuales están basadas en Breen et. al. (1994). En la Fig. R25.9.4.4.6 se muestran detalles típicos. En donde sea posible, las barras horizontales paralelas al borde requeridas en 25.9.4.4.6(a) deben ser continuas.

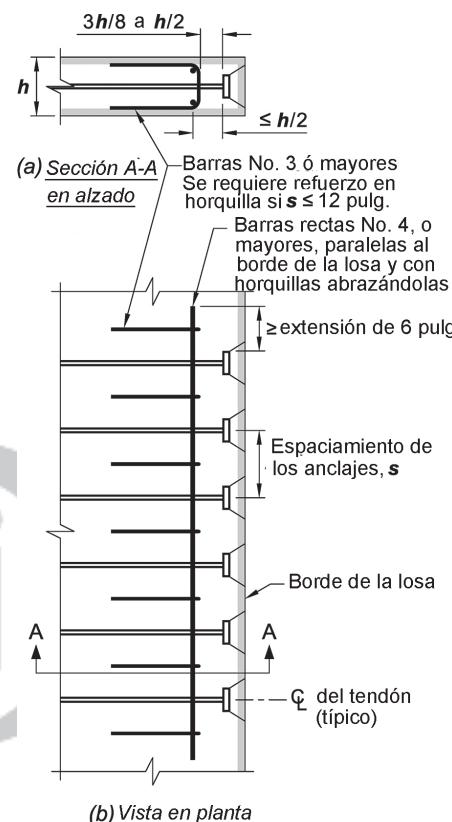


Fig. R25.9.4.4.6 — Refuerzo de la zona de anclaje para grupos de tendones de 1/2 pulg., o menos, en lasas.

Los ensayos en los que se basaron las recomendaciones de Breen et. al. (1994) se limitaron a dispositivos de anclaje para torones no adheridos de 1/2 pulg. de diámetro y Grado 270, en elementos de concreto de peso normal. Así, para los dispositivos de anclaje de torones mayores y para todo uso en lasas de concreto liviano, el Comité ACI 423 recomienda que la cantidad y espaciamiento del refuerzo deben ser ajustados en forma conservadora para tomar en cuenta la mayor fuerza de anclaje y la menor resistencia a tracción por hendimiento del concreto liviano (ACI 423.3R).

ACI 423.3R y Breen et. al. (1994) ambas recomiendan que se coloquen también barras en horquilla para anclajes situados dentro de 12 pulg. de las esquinas de la losa con el objeto de resistir las fuerzas de tracción de borde. Las palabras “adelante de” en 25.9.4.4.6 tienen el significado que se muestra en la Fig. R25.9.1.1(b).

Los requisitos de 25.9.4 deben cumplirse en los casos en que se usen dispositivos de anclaje para tendones de varios

REGLAMENTO

COMENTARIO

25.9.4.5 Esfuerzos límites en las zonas generales

25.9.4.5.1 El máximo esfuerzo a tracción de diseño al nivel de resistencia nominal no debe exceder los límites dados en la Tabla 25.9.4.5.1.

Tabla 25.9.4.5.1 — Esfuerzo máximo a tracción de diseño en el refuerzo

Tipo de refuerzo	Esfuerzo máximo a tracción (lb./pulg. ²)
Refuerzo no preesforzado	f_y
Refuerzo preesforzado adherido	f_{py}
Refuerzo preesforzado no adherido	$f_{se} + 10,000$

25.9.4.5.2 El esfuerzo a compresión en el concreto al nivel de resistencia nominal no debe exceder $0.7\lambda f'_{ci}$, donde λ se define en 19.2.4.

25.9.4.5.3 Si el concreto está confinado por espirales o estribos cerrados de confinamiento, y el efecto del refuerzo de confinamiento está documentado por medio de ensayos o análisis, se permite utilizar un valor mayor del esfuerzo de compresión en el concreto al calcular la resistencia nominal de la zona general.

25.9.4.5.4 El acero de preesfuerzo no debe tensionarse hasta tanto la resistencia del concreto, determinada por medio de ensayos de cilindros curados de una manera igual que el miembro, sea al menos 2500 lb./pulg.² para torones y barras individuales, o al menos 4000 lb./pulg.² para tendones múltiples, a menos que se cumpla con 25.9.4.5.5.

25.9.4.5.5 No hay necesidad de cumplir con los requisitos de 25.9.4.5.4 si se cumple con (a) o (b):

- (a) Se utilizan dispositivos de anclaje más grandes para compensar la menor resistencia a compresión del concreto.
- (b) El refuerzo de preesfuerzo no se tensiona a un esfuerzo mayor que el 50 por ciento de la fuerza final de preesfuerzo.

25.9.5 Detallado del refuerzo

25.9.5.1 La selección del diámetro del refuerzo, espaciamiento, recubrimiento y otros detalles para las zonas de anclaje deben tenerse en cuenta las tolerancias de fabricación y colocación del refuerzo; del tamaño del agregado; y para la colocación y consolidación del concreto adecuados.

torones.

El refuerzo perpendicular al plano de la losa requerido por 25.9.4.4.6(b) para grupos de tendones espaciados de forma relativamente cercana también debe utilizarse en el caso de tendones espaciados de manera amplia.

R25.9.4.5 Esfuerzos límites en las zonas generales

R25.9.4.5.1 El valor de la resistencia nominal a tracción del refuerzo preesforzado adherido se limita a la resistencia a la fluencia del acero de preesfuerzo debido a que la ecuación (20.3.2.3.1) puede no ser aplicable a estas aplicaciones que no son de flexión. El valor para el acero de preesfuerzo no adherido se basa en 20.3.2.4.1, pero está limitado para estas aplicaciones de longitud corta que no son de flexión.

R25.9.4.5.2 Se espera alguna deformación inelástica dentro de la zona general debido a que el diseño está basado en un enfoque de resistencia. La inclusión del factor λ para concreto liviano refleja su menor resistencia a la tracción, así mismo la mayor dispersión y fragilidad mostrada en algunos concretos livianos en los ensayos de zonas de anclaje.

R25.9.4.5.3 En concreto adecuadamente confinado, el esfuerzo de compresión efectivo puede aumentarse (Breen et al. 1994). Los resultados de los ensayos presentados en Breen et al. (1994), indican que el esfuerzo de compresión inducido por preesfuerzo auxiliar aplicado perpendicularmente al eje de los tendones principales puede ser efectivo para aumentar la resistencia de la zona de anclaje.

R25.9.4.5.4 Para limitar la fisuración temprana por retracción, los tendones de un solo torón algunas veces se tensionan a una resistencia del concreto menor de 2500 lb./pulg.². En estos casos, se utilizan, ya sea, anclajes de un torón de mayor tamaño o los torones se tensionan por etapas, usualmente a niveles de un tercio hasta un medio de la fuerza final de preesfuerzo, como lo permite 25.9.4.5.5.

REGLAMENTO**COMENTARIO****CAPÍTULO 26 — DOCUMENTOS DE CONSTRUCCIÓN
E INSPECCIÓN****26.1 — Alcance****R26 — DOCUMENTOS DE CONSTRUCCIÓN
E INSPECCIÓN****R26.1 — Alcance**

Este capítulo establece los requisitos mínimos sobre la información que debe ser incluida en los documentos de construcción aplicables al proyecto. Los requisitos contienen la información desarrollada en el diseño estructural que debe ser transmitida al constructor, disposiciones que lo orienten sobre la calidad especificada y los requisitos relacionados con la inspección necesaria para verificar el cumplimiento de los documentos de construcción. En las ediciones anteriores del Reglamento, hasta el año 2011, estas disposiciones se encontraban a través de todo el documento. A partir de la edición del 2014, a excepción del Capítulo 17, todas las disposiciones relacionadas con la construcción se reunieron en este capítulo para uso del profesional facultado para diseñar. Las disposiciones relacionadas con la construcción e inspección asociadas a los anclajes se encuentran en el Capítulo 17 y en las Secciones 26.7 y 26.13 de este Capítulo, según corresponda.

Este capítulo está dirigido al profesional facultado para diseñar responsable de incorporar los requisitos del proyecto en los documentos de construcción, los cuales deben contener todas las indicaciones sobre el diseño y construcción necesarios para que el constructor pueda cumplir con el Reglamento. La intención de este capítulo no es que el constructor necesite leer e interpretar el Reglamento.

Deben evitarse las referencias generales que exigen el cumplimiento de este Reglamento dado que el constructor generalmente no está en condiciones de aceptar la responsabilidad derivada de los detalles de diseño o requisitos de construcción que dependen de un conocimiento profundo del proceso de diseño. Además, deben evitarse las referencias a disposiciones específicas del Reglamento porque el Reglamento intenta que todas las disposiciones necesarias sean incluidas en los documentos de construcción. Por ejemplo, se espera que las referencias a disposiciones específicas dentro del Capítulo 26 sean reemplazadas por referencias adecuadas dentro de los documentos de construcción del proyecto. También se esperan referencias a las normas ACI y ASTM así como a otros documentos.

Este capítulo contiene requisitos para ciertas partes de la información que debe ser incluida en los documentos de construcción; sin embargo, no pretende contener una lista exhaustiva de ellos, además la autoridad competente puede requerir la aplicación de ítems adicionales. El ACI 301 constituye una especificación de construcción de referencia escrita de modo coherente con los requisitos de este Reglamento.

Es sabido que existen situaciones, como aquellas en estructuras prefabricadas o postensadas, en que el diseño y detallado de partes de la construcción se delegan a ingenieros especializados o constructores que pueden realizar los servicios de un ingeniero especializado. Estos ingenieros especialistas deben ser profesionales facultados para diseñar que posean los conocimientos suficientes en cuanto al diseño y construcción de ese tipo de elementos estructurales.



REGLAMENTO**COMENTARIO**

El Capítulo 26 se encuentra organizado de la siguiente manera:

Sección	Cobertura
26.1	Alcance
26.2	Criterio de diseño
26.3	Información sobre los miembros
26.4	Requisitos para los materiales y mezclas de concreto
26.5	Producción y colocación del concreto
26.6	Materiales de refuerzo y requisitos de construcción
26.7	Anclaje al concreto
26.8	Embebidos
26.9	Requisitos adicionales para concreto prefabricado
26.10	Requisitos adicionales para concreto preestirado
26.11	Cimbras y encofrados
26.12	Evaluación y aceptación del concreto
26.13	Inspección

26.1.1 Este capítulo cubre de (a) hasta (c):

(a) Información sobre el diseño, que el profesional facultado para diseñar debe especificar en los documentos de construcción, si corresponde.

(b) Requisitos de construcción a cumplir que el profesional facultado para diseñar debe especificar en los documentos de construcción, si corresponde.

(c) Los requisitos de inspección que el profesional facultado para diseñar debe especificar en los documentos de construcción, si corresponde.

R26.1.1 El Capítulo 17, *Anclaje al concreto*, también contiene información sobre el diseño, requisitos de construcción a cumplir y requisitos de inspección para anclajes al concreto.

R26.1.1(a) y (b) Excepto para inspección en 26.13, los requisitos de este capítulo se encuentran organizadas por información sobre el diseño y requisitos de construcción a cumplir.

La información sobre el diseño es específica para el proyecto y se desarrolla durante el proceso de diseño estructural. Describe las bases del diseño o da información relacionada con la construcción del proyecto. Sólo se debe incluir información sobre el diseño que es aplicable al proyecto.

Los requisitos de construcción a cumplir son disposiciones generales que llevan a un nivel de calidad mínimo aceptable para la construcción del proyecto. El Reglamento no pretende que el profesional facultado para diseñar incorpore al pie de la letra el cumplimiento de los requisitos en los documentos de construcción. Puede ser que algunos no sean aplicables a un proyecto específico.

Los documentos de construcción que incorporan el cumplimiento de los requisitos mínimos de este capítulo se consideran que cumplen con el Reglamento, aún si los requisitos se encuentran establecidos de manera diferente, excedan estos requisitos mínimos o proporcionen más detalles.

R26.1.1(c) La Sección 26.13 presenta los requisitos para la inspección que se deben usar en ausencia de disposiciones de inspección en el reglamento general de construcción. Estos requisitos de inspección pretenden verificar el cumplimiento del proyecto con los documentos de construcción.

Los requisitos de inspección de la jurisdicción o del reglamento general de construcción correspondiente tienen prioridad sobre aquellos incluidos en este capítulo. Véase 26.13.1. El ACI 311.4R da pautas para la inspección de construcciones en concreto y el ACI 311.6 constituye una especificación de referencia para los ensayos del concreto premezclado.

REGLAMENTO**COMENTARIO****26.2 – Criterio de diseño****26.2.1 Información sobre el diseño:**

- (a) Nombre y año de publicación del Reglamento, del reglamento general de construcción y los suplementos de acuerdo a los cuales está hecho el diseño.
- (b) Cargas utilizadas en el diseño.
- (c) Trabajos de diseño encargados al constructor, incluyendo los criterios de diseño aplicables.

26.3 — Información sobre los miembros**26.3.1 Información sobre el diseño:**

- (a) Dimensiones del miembro, localización y tolerancias.

R26.2 – Criterio de diseño

R26.2.1(a) y (b) En los documentos de construcción, se debe hacer referencia a la versión aplicable de los documentos por medio de los cuales se realizó el diseño, incluyendo información esencial sobre cargas, tales como cargas gravitacionales y laterales.

R26.2.1(c) A menudo el profesional facultado para diseñar delega el diseño de partes de la estructura a un ingeniero especialista, como alguien que es contratado por el constructor. El profesional facultado para diseñar debe entregar la información necesaria para realizar este diseño de manera congruente con el diseño general de la estructura. Esta información incluye las cargas de diseño que tienen un impacto en el trabajo de diseño delegado. Por ejemplo, el criterio de diseño sísmico para las conexiones de los paneles de fachada de concreto prefabricado con el fin de que haya compatibilidad con el sistema estructural general.

R26.3 — Información sobre los miembros

R26.3.1(a) Las tolerancias de construcción para las dimensiones y localización del miembro pueden ser incorporadas en los documentos de construcción haciendo referencia al ACI 117 para construcción en concreto construido en sitio o al ACI ITG-7 para construcción prefabricada. Además, deben incluirse en los documentos de construcción las tolerancias específicas del proyecto que sean más restrictivas o que no se encuentren cubiertas en estas referencias.

26.4 — Requisitos para los materiales y mezclas de concreto**26.4.1 Materiales del concreto****26.4.1.1 Materiales cementantes****26.4.1.1.1 Requisitos de construcción a cumplir:**

- (a) Los materiales cementantes deben cumplir con las especificaciones de la Tabla 26.4.1.1.1(a).

Tabla 26.4.1.1.1(a) — Normas para los materiales cementantes

Materiales cementantes	Normas
Cemento portland	ASTM C150
Cementos hidráulicos adicionados	ASTM C595, se excluyen los Tipos IS (≥ 70) y Tipo IT ($S \geq 70$)
Cemento hidráulico expansivo	ASTM C845
Cemento hidráulico	ASTM C1157
Ceniza volante y puzolana natural	ASTM C618
Cemento de escoria	ASTM C989
Humo de silice	ASTM C1240

R26.4 — Requisitos para los materiales y mezclas de concreto

REGLAMENTO

COMENTARIO

(b) Todos los materiales cementantes especificados en la Tabla 26.4.1.1(a) y las combinaciones de estos materiales deben estar incluidos en los cálculos de la relación a/mc de la mezcla de concreto.

26.4.1.2 Agregados

26.4.1.2.1 Requisitos de construcción a cumplir:

(a) Los agregados deben cumplir con (1) ó (2):

- (1) Agregado de peso normal: ASTM C33
- (2) Agregado liviano: ASTM C330

(b) Se permiten agregados que no cumplan con las normas ASTM C33 ó ASTM C330 siempre que hayan demostrado mediante ensayos o por experiencias prácticas en servicio que producen concreto de resistencia y durabilidad adecuadas, y que han sido aprobados por la autoridad competente.

26.4.1.3 Agua

26.4.1.3.1 Requisitos de construcción a cumplir:

(a) El agua de mezclado debe cumplir la norma ASTM C1602.

(b) El agua de mezclado, incluyendo la parte del agua de mezclado con la que contribuye la humedad libre de los agregados, para concreto preeforzado o para concreto que contenga miembros de aluminio embebidos, no debe contener cantidades perjudiciales del ion cloruro.

R26.4.1.2 Agregados

R26.4.1.2.1(b) Los agregados que cumplen con las normas ASTM no siempre están disponibles económicamente y, en ciertos casos, algunos materiales que no cumplen con la ASTM C33 ó C330 pueden tener una larga historia de comportamiento satisfactorio bajo una exposición similar. Aquellos materiales que no cumplen con las normas pueden permitirse si se presenta evidencia aceptable de comportamiento satisfactorio. En general, deben utilizarse agregados que cumplen con las normas designadas.

R26.4.1.3 Agua

R26.4.1.3.1 Casi cualquier agua natural que sea potable y que no tenga un sabor u olor marcado, puede utilizarse como agua de mezclado en la elaboración de concreto. Las impurezas excesivas en el agua de mezclado, pueden afectar no sólo el tiempo de fraguado, la resistencia del concreto y la estabilidad volumétrica, sino que también pueden provocar eflorescencia o corrosión en el refuerzo.

Las sales u otras sustancias nocivas que provengan del agregado o de los aditivos, actúan en conjunto con la cantidad que puede contener el agua de mezclado. Estas cantidades adicionales deben tomarse en consideración al evaluar la aceptabilidad del total de impurezas que pueda estar presente en el concreto.

La norma ASTM C1602 permite el uso de agua potable sin practicarle ensayos e incluye métodos para calificar las fuentes de agua no potable, como aquellas de operaciones de producción del concreto, considerando los efectos en el tiempo de fraguado y la resistencia. Se establecen frecuencias de muestreo para asegurar el monitoreo continuo de la calidad del agua.

La norma ASTM C1602 incluye límites opcionales para los cloruros, sulfatos, álcalis y sólidos en el agua de mezclado a los que se puede recurrir cuando sea necesario.

R26.4.1.4 Aditivos

26.4.1.4 Aditivos

26.4.1.4.1 Requisitos de construcción a cumplir:

(a) Los aditivos deben cumplir con (1) hasta (4):

- (1) Aditivos para reducción de agua y modificación del tiempo de fraguado: ASTM C494
- (2) Aditivos para producir concreto fluido: ASTM C1017
- (3) Aditivos incorporadores de aire: ASTM C260

R26.4.1.4.1(a) La norma ASTM C494 incluye aditivos Tipo S — aditivos de desempeño específico — que pueden ser especificados cuando se requieren características de desempeño que no se mencionan en 26.4.1.4.1(a), como pueden ser los aditivos modificadores de la viscosidad. El requisito básico para un aditivo Tipo S es que no tenga

REGLAMENTO

- (4) Aditivos inhibidores de la corrosión inducida por el ión cloruro: ASTM C1582
- (b)** Los aditivos que no cumplen con las especificaciones de 26.4.1.4.1(a) deben someterse a la aprobación del profesional facultado para diseñar.
- (c)** El cloruro de calcio o los aditivos que contengan cloruros que no provengan de impurezas de los componentes del aditivo, no deben emplearse en concreto preeforzado, en concreto que contenga aluminio embebido o en concreto construido en encofrados permanentes de acero galvanizado.
- (d)** Los aditivos usados en el concreto que contengan cemento expansivo que cumpla con la norma ASTM C845 deben ser compatibles con el cemento y no producir efectos nocivos.

26.4.1.5 Refuerzo de fibras de acero

26.4.1.5.1 Requisitos de construcción a cumplir:

- (a)** El refuerzo de fibras de acero usado para resistencia al cortante debe cumplir con (1) y (2):
- (1) Debe ser corrugado y cumplir con la norma ASTM A820
 - (2) Deben tener una relación de longitud a diámetro no menor a 50 ni mayor de 100

26.4.2 Requisitos para las mezclas de concreto

26.4.2.1 Información sobre el diseño:

- (a)** Deben cumplirse los requisitos del (1) al (11) para cada mezcla de concreto, con base en la clase de exposición asignada o el diseño de los miembros:

- (1) Resistencia mínima especificada a la compresión del concreto, f'_c
- (2) Edad de ensayo para demostrar el cumplimiento con f'_c en caso de ser diferente a los 28 días
- (3) Relación máxima a/mc aplicable a la clase de exposición de durabilidad asignada más restrictiva de 19.3.2.1.

COMENTARIO

efectos adversos en las propiedades del concreto al ser ensayado de acuerdo con la norma ASTM C494. El cumplimiento de los requisitos del Tipo S no asegura que el aditivo se comportará de la forma descrita. El fabricante de un aditivo presentado como Tipo S se le debe exigir entregar datos que demuestren que el producto cumplirá con el desempeño que manifiesta.

R26.4.1.4.1(c) No se permite el uso de cloruro de calcio en el concreto preeforzado ya que la corrosión del refuerzo de preeforzado generalmente es una fuente de preocupación mayor que corrosión en el refuerzo no preeforzado. La reducción local en la sección transversal del acero de preeforzado puede provocar su fractura (ACI 222R).

La presencia de iones de cloruro pueden causar corrosión del aluminio embebido, como por ejemplo en ductos, especialmente cuando el aluminio está en contacto con el acero embebido y el concreto se encuentra en ambiente húmedo. Véase 26.8.2 para requisitos del aluminio embebido. Se produce una corrosión severa en láminas de acero galvanizado y en encofrados permanentes de acero galvanizado, especialmente en ambientes húmedos o cuando el secado es inhibido por el espesor del concreto o por el revestimiento, o por coberturas impermeables. Véanse en 19.3.2 los límites específicos sobre concentración de iones cloruro en el concreto.

R26.4.1.4.1(d) En ciertos casos, el uso de aditivos en concreto con cementos expansivos que cumplen con ASTM C845 ha reducido los niveles de expansión o incrementado los valores de retracción. Véase ACI 223R.

26.4.1.5 Refuerzo de fibras de acero

R26.4.1.5.1(a) El corrugado de las fibras de acero mejora su anclaje mecánico al concreto. Los límites para la relación de longitud a diámetro de la fibra se basan en los datos disponibles de ensayos realizados (Parra-Montesinos 2006). Debido a que no se dispone de datos sobre el potencial de problemas de corrosión causados por acción galvánica, no es recomendable el uso de fibras de acero corrugadas en miembros reforzados con barras de acero inoxidable o galvanizado.

26.4.2 Requisitos para las mezclas de concreto

R26.4.2.1(a) Los requisitos para cada mezcla de concreto usada en el proyecto deben ser especificados en los documentos de construcción. Estos se determinan a partir de los requisitos aplicables de diseño del concreto en 19.2 y de los requisitos de durabilidad de 19.3. Deben especificarse los requisitos más restrictivos.

REGLAMENTO

(4) El tamaño máximo nominal del agregado grueso no debe exceder al menor de (i), (ii), y (iii):

- (i) 1/5 de la menor separación entre los lados del encofrado;
- (ii) 1/3 del espesor de las losas;
- (iii) 3/4 del espaciamiento mínimo libre especificado entre las barras o alambres individuales de refuerzo, paquetes de barras, refuerzo preesforzado, tendones individuales, paquetes de tendones, o ductos.

Estas limitaciones se pueden omitir si a juicio del profesional facultado para diseñar, la trabajabilidad y los métodos de compactación son tales que el concreto se puede colocar sin la formación de hormigueros o vacíos.

(5) Para miembros asignados a la Categoría de Exposición F, el contenido de aire de 19.3.3.1

(6) Para miembros asignados a la Categoría de Exposición C, los límites aplicables de ión de cloruro para la Clase de Exposición asignada en 19.3.2.1

(7) Para miembros asignados a la Categoría de Exposición S, el tipo de materiales cementantes para la Clase de Exposición asignada en 19.3.2.1

(8) Para miembros asignados a la Clase de Exposición S2 o S3, no se permiten aditivos que contengan cloruro de calcio

(9) La densidad de equilibrio del concreto liviano

(10) Requisitos para presentar las fracciones volumétricas de los agregados en el concreto de peso liviano para la verificación del valor λ cuando se emplea en el diseño.

(11) Cuando se usa para resistencia al cortante de acuerdo con 9.6.3.1, los requisitos para el concreto reforzado con fibras de acero

COMENTARIO

R26.4.2.1(a)(4) Las limitaciones al tamaño de los agregados se incluyen con el fin de facilitar la colocación del concreto alrededor del refuerzo y para minimizar los hormigueros causados por refuerzo colocado muy cerca. La intención del Reglamento es que el profesional facultado para diseñar seleccione el tamaño máximo nominal adecuado del agregado y que incluya este valor en los documentos de construcción para cada mezcla de concreto. Debido a que el tamaño máximo nominal del agregado puede influir en las propiedades del concreto, por ejemplo en la retracción y además en el costo del concreto, se permite el tamaño mayor del agregado que sea congruente con los requisitos de 26.4.2.1. El aumento del tamaño del agregado sólo produce una disminución de la retracción si existe una reducción correspondiente en el volumen de la pasta.

R26.4.2.1(a)(5) Las normas ASTM C94 y ASTM C685 incluyen una tolerancia para el contenido de aire en el concreto tal como se entrega de ± 1.5 puntos porcentuales.

R26.4.2.1(a)(9) La densidad de equilibrio es un cálculo de la densidad del concreto liviano, suponiendo algún grado de secado después de la construcción inicial. La densidad de equilibrio del concreto liviano se determina de acuerdo con la norma ASTM C567. Con base a una correlación establecida entre la densidad del concreto fresco y la densidad de equilibrio, el concreto liviano se acepta en el momento de la entrega con base en la densidad del concreto fresco.

R26.4.2.1(a)(11) Cuando las fibras de acero se usan para resistencia a cortante, existen requisitos específicos para el concreto reforzado con fibras de acero: 26.4.1.5.1(a) contiene los requisitos para las fibras, 26.4.2.2(d) presenta los requisitos mínimos para la dosificación y 26.12.5.1(a) da los criterios de aceptación. Normalmente, las fibras se especifican por tipo de fibra, longitud de la fibra, relación de aspecto (ℓ/d) y dosificación (ACI 544.3R).

Para aplicaciones estructurales, el Reglamento sólo trata el uso de fibras discontinuas de acero corrugado para resistencia a cortante. Para otros tipos de aplicación estructural donde se desea usar fibras discontinuas de acero corrugado, 1.10 describe el procedimiento para su aprobación. Además, existen aplicaciones no estructurales o fines funcionales donde se usan fibras discontinuas de acero corrugado en el concreto. Las disposiciones de este Reglamento que tratan sobre el uso de fibras de acero para resistencia al cortante no se incluyeron para ser utilizadas en aplicaciones no estructurales.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

(b) A opción de profesional facultado para diseñar, las clases de exposición de acuerdo con la severidad de la exposición anticipada de los miembros.

(c) Resistencia especificada a la compresión del concreto a las edades o etapas de construcción designadas, para las cuales el profesional facultado diseñó cada parte de la estructura.

R26.4.2.1(b) Los requisitos de durabilidad para el concreto se basan en la clasificación de exposición de los miembros como se expresa en 19.3. En consecuencia, las clases de exposición aplicable a los miembros establecen la base de los requisitos para las mezclas de concreto. La Sección 19.3.1 exige que el profesional facultado para diseñar asigne las clases de exposición para los diferentes miembros de la estructura. Las mezclas de concreto deben especificarse de acuerdo a ello, sin embargo el Reglamento no requiere que las clases de exposición asignadas queden establecidas explícitamente en los documentos de construcción. Cuando el profesional facultado para diseñar requiere que el constructor determine las propiedades del concreto especificando la norma ACI 301, las clases de exposición asignadas para todos los miembros debe quedar explícitamente establecida en los documentos de construcción.

R26.4.2.1(c) Cuando los requisitos del diseño o construcción establecen que la resistencia del concreto colocado en sitio debe lograrse a edades o etapas de construcción específicas, estos requisitos deben quedar explícitamente establecidos en los documentos de construcción. Las etapas de construcción características en que debe especificarse la resistencia a la compresión del concreto incluyen el retiro de los encofrados y cimbra. Además, se debe especificar la resistencia a la compresión del concreto para: 1) el concreto postensado colocado en sitio en el momento de la aplicación del postensado; 2) el concreto prefabricado al retirarlo de los encofrados y durante el manejo, traslado, y montaje; y 3) el concreto preeforzado, prefabricado en el momento de la transferencia del preeforzado, al desencofrar y durante el manejo, traslado, y montaje.

Para las secciones de la estructura que no estén diseñadas por el profesional facultado para diseñar, véase 26.4.2.2(a).

26

26.4.2.2 Requisitos de construcción a cumplir:

(a) La resistencia requerida a la compresión del concreto a las edades o etapas de construcción designadas, para las partes de la estructura no diseñadas por el profesional facultado para diseñar, debe ser presentada para su revisión.
(b) La cantidad máxima de puzolanas, incluida la ceniza volante, humo de sílice y escoria en el concreto asignado a la Exposición Clase F3 no debe exceder los límites establecidos en la Tabla 26.4.2.2(b) y (1) y (2).

(1) Los límites de los porcentajes máximos de la Tabla 26.4.2.2(b) deben incluir la ceniza volante y otras puzolanas, escoria y humo de sílice usados en la fabricación de los cementos adicionados, según las normas ASTM C595 y C1157.

(2) Se deben aplicar los límites individuales de la Tabla 26.4.2.2(b) independientemente de la cantidad de materiales cementantes presentes en una mezcla de concreto.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

Tabla 26.4.2.2(b) — Límites para los materiales cementantes en concretos asignados a la Clase de Exposición F3

Materiales cementantes	Porcentaje máximo sobre el total de materiales cementantes en masa
Cenizas volantes u otras puzolanas que cumplen con ASTM C618	25
Cemento de escoria que cumple con ASTM C989	50
Humo de sílice que cumple con ASTM C1240	10
Total de cenizas volantes u otras puzolanas, escoria y humo de sílice	35
Total de cenizas volantes u otras puzolanas y humo de sílice	50

(c) Para el concreto expuesto a sulfatos, se pueden usar combinaciones alternativas para los materiales cementantes a las especificadas en 26.4.2.1(a)(7) cuando se lleven a cabo ensayos de resistencia a los sulfatos y se cumplan los criterios de la Tabla 26.4.2.2(c).

Tabla 26.4.2.2(c) — Requisitos para establecer la bondad de las combinaciones de materiales cementantes expuestos a sulfatos solubles en agua

Clase de exposición	Expansión máxima al ser ensayada usando ASTM C1012		
	A los 6 meses	A los 12 meses	A los 18 meses
S1	0.10 por ciento	No hay requisitos	No hay requisitos
S2	0.05 por ciento	0.10 por ciento ^[1]	No hay requisitos
S3	No hay requisitos	No hay requisitos	0.10 por ciento

^[1] El límite de expansión a los 12 meses sólo se aplica cuando la expansión medida sobrepasa el límite máximo de 6 meses.

(d) El concreto reforzado con fibra de acero usado para resistencia a cortante debe cumplir con (1) y (2):

- (1) Cumplir con la norma ASTM C1116
- (2) Contener al menos 100 lb. de fibras de acero corrugadas por yarda cúbica de concreto.

26.4.3 Dosisificación de las mezclas de concreto

26.4.3.1 Requisitos de construcción a cumplir:

(a) La dosificación de las mezclas de concreto debe establecerse para que el concreto logre de (1) hasta (3):

R26.4.2.2(c) Los requisitos para las mezclas asignadas a la Categoría de Exposición S se encuentran en 19.3.2.1. Se puede usar la norma ASTM C1012 para evaluar la resistencia a los sulfatos de las mezclas de concreto usando combinaciones de materiales cementantes alternativas a las mencionadas en la Tabla 19.3.2.1 para todas las clases de exposición a sulfatos. Una guía más detallada para la calificación de esas mezclas, usando la norma ASTM C1012, se encuentra en el ACI 201.2R4. El criterio de expansión dado en la Tabla 26.4.2.2(c) para ensayos según la norma ASTM C1012 es el mismo de la norma ASTM C595 para resistencia moderada a los sulfatos (designación MS optativa) en Clase de Exposición S1 y para alta resistencia a los sulfatos (designación HS optativa) en Clase de Exposición S2, y la misma de la norma ASTM C1157 para tipo MS en la Clase de Exposición S1 y tipo HS en Clase de Exposición S2.

R26.4.3 Dosisificación de las mezclas de concreto — La edición de 2014 del Reglamento no incluye los requisitos estadísticos para la dosificación del concreto que tenían las ediciones anteriores. Esta información se eliminó del Reglamento porque no es responsabilidad del profesional facultado para diseñar. Además, esta información se encuentra disponible en otros documentos del ACI, como el ACI 301 y ACI 214R. Por último, los procedimientos de control de calidad de algunos productores de concreto permiten alcanzar los criterios de aceptación del Reglamento sin seguir el proceso descrito en las ediciones anteriores del Reglamento.

R26.4.3.1(a) Esta sección presenta los requisitos para la dosificación de las mezclas. El concreto debe ser trabajable y

REGLAMENTO

- (1) Pueda ser colocado fácilmente sin segregación dentro del encofrado y alrededor del refuerzo bajo las condiciones de colocación que vayan a emplearse.
- (2) Conformidad con los requisitos según las clases de exposición asignadas, de acuerdo con 26.4.2.1(a) ó 26.4.2.2(b)
- (3) Conformidad con los requisitos del ensayo de resistencia para probetas con curado estándar.

COMENTARIO

cumplir con los requisitos de resistencia y durabilidad del Reglamento. El término "sin segregación" significa una mezcla cohesiva en la cual los agregados se mantienen bien distribuidos mientras el concreto aún se encuentra en estado fresco. Hay que reconocer que se produce algo de segregación en forma de exudación. La trabajabilidad requerida depende de la congestión del refuerzo, geometría del miembro, y de los métodos de colocación y consolidación usados. Al definir la trabajabilidad del concreto, se deben considerar los requisitos de construcción del constructor.

El Reglamento no incluye disposiciones sobre condiciones especialmente severas, tales como la exposición a productos químicos y altas temperaturas, condiciones de congelamiento y deshielo temporal durante la construcción, condiciones abrasivas, reacción álcali-agregados, u otras consideraciones particulares de durabilidad de la estructura. El Reglamento tampoco se refiere a consideraciones estéticas, tales como el acabado de las superficies. Cuando corresponda, estos aspectos deberían estar específicamente cubiertos en los documentos de construcción del proyecto.

En 26.12.3 se presentan los requisitos de los ensayos de resistencia para las probetas con curado estándar.

(b) La dosificación de la mezcla de concreto debe establecerse de acuerdo con el Artículo 4.2.3 del ACI 301 o por medio de un método alternativo aprobado por el profesional facultado para diseñar. Los métodos alternativos se basan en la probabilidad de cumplir con los requisitos de resistencia de los ensayos de aceptación de las probetas con curado estándar que cumplen o exceden la probabilidad asociada con el método del Artículo 4.2.3 del ACI 301. Cuando se usa el Artículo 4.2.3 del ACI 301, el registro de los ensayos de resistencia usados para establecer y documentar las dosificaciones de las mezclas de concreto no debe tener más de 24 meses de edad.

(c) Los materiales del concreto empleados en el proyecto deben corresponder a los que se ha tomado como base para desarrollar la dosificación de la mezcla de concreto.

(d) Cuando se empleen diferentes mezclas de concreto para distintas partes del proyecto, cada una de las mezclas debe cumplir con los requisitos establecidos en los documentos de construcción.

R26.4.3.1(b) El Artículo 4.2.3 del ACI 301 contiene los procedimientos estadísticos para seleccionar la resistencia promedio requerida, los cuales estaban incluidos en las ediciones anteriores del Reglamento. Como alternativa, el productor de concreto puede entregar al profesional facultado para diseñar evidencia aceptable de que el concreto puede ser dosificado mediante otro método para alcanzar los requisitos del proyecto y los criterios de aceptación de 26.12.3. El Reglamento supone que la probabilidad de no cumplir con los criterios de aceptación de 26.12.3 no es mayor de 1 en 100. Al seguir el método de dosificación del ACI 301 se mantiene este nivel de riesgo. Un factor clave en la evaluación de cualquier método alternativo de dosificación propuesto debe ser su capacidad para conservar este nivel de riesgo supuesto. Véase el ACI 214R para mayor información.

26

R26.4.3.1(d) Cuando se emplea más de una mezcla de concreto en el proyecto, cada una de las mezclas debe cumplir con los requisitos del Reglamento. Cualquier cambio en los constituyentes del concreto, como fuentes o tipos de materiales cementantes, agregados o aditivos, se considera como una mezcla diferente. Un cambio menor en la dosificación de la mezcla, realizado como respuesta a las condiciones en obra, no se considera como una nueva mezcla.

En 26.4.3.1(a) se presentan los requisitos de las mezclas que deben incluirse en los documentos de construcción.

R26.4.4 Documentación de las características de la mezcla de concreto

R26.4.4.1(a) Es necesario revisar la dosificación de las mezclas de concreto propuestas para verificar que serán

26.4.4 Documentación de las características de la mezcla de concreto

26.4.4.1 Requisitos de construcción a cumplir:

(a) La documentación sobre las características de la mezcla de concreto debe ser aprobada por el profesional facultado



REGLAMENTO

para diseñar antes de usar la mezcla y antes de efectuar cualquier cambio a la mezcla que ya está en uso. La documentación debe incluir evidencia de la bondad de la mezcla propuesta para cumplir con los requisitos para las mezclas de concreto contenidos en los documentos de construcción del proyecto. La evidencia puede basarse en registros de experiencia en obra o de las muestras de prueba de laboratorio. La experiencia en obra debe representar condiciones similares a aquellas que se presentarán en la construcción del proyecto.

(b) Si los datos de campo o los ensayos de laboratorio no están disponibles y $f'_c \leq 5000$ lb./pulg.², la dosificación del concreto debe basarse en otras experiencias o información, contando con la aprobación del profesional facultado para diseñar. Cuando $f'_c > 5000$ lb./pulg.², se requieren los datos de los ensayos que documenten las características de la mezcla propuesta.

(c) En la medida que se disponga de más datos durante la construcción que exceda coherentemente los criterios de aceptación de la resistencia para probetas con curado estándar, se permite modificar la mezcla para reducir su resistencia promedio. Se debe presentar la evidencia al profesional facultado para diseñar para demostrar que la mezcla modificada cumplirá con los requisitos establecidos en los documentos de construcción.

COMENTARIO

adequadas para el proyecto y que cumplen con todos los requisitos de resistencia y durabilidad especificados por el profesional facultado para diseñar. Normalmente, el profesional facultado para diseñar revisa la documentación sobre la mezcla de concreto propuesta para evaluar si ésta cumplirá con los criterios de aceptación de los ensayos de resistencia de 26.12.3 y de que se usen materiales aceptables. Los principios estadísticos discutidos en el ACI 214R pueden servir para evaluar la probabilidad de que la mezcla propuesta cumpla con los requisitos de resistencia de 26.12.3.

Los requisitos para las mezclas de concreto que deben establecerse en los documentos de construcción se encuentran en 26.4.3.1(a).

R26.4.4.1(b) Cuando $f'_c \leq 5000$ lb./pulg.² y los datos de los ensayos de laboratorio no están disponibles, la dosificación del concreto debe establecerse de manera que produzca una resistencia promedio suficientemente alta para que la probabilidad de que el concreto no alcance los criterios de aceptación de la resistencia sea aceptablemente baja. En ACI 214R se dan pautas sobre las resistencias promedio adecuadas. El propósito de esta disposición es permitir que el trabajo continúe cuando se produzca una interrupción inesperada del suministro de concreto 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. TM

R26.4.4.1(c) En general, al inicio de un proyecto, las mezclas de concreto se dosifican de manera conservadora para asegurar que alcancen los criterios de aceptación de la resistencia. A medida que se dispone de datos de ensayos que demuestran la variabilidad real, puede ser adecuado dosificar la mezcla de una forma menos conservadora. Véase ACI 214 R como guía.

Los requisitos para las mezclas de concreto que deben establecerse en los documentos de construcción se encuentran en 26.4.3.1(a).

26. 5 — Producción y colocación del concreto

26.5.1 Producción del concreto

26.5.1.1 Requisitos de construcción a cumplir:

- (a)** El material cementante y los agregados deben almacenarse de tal manera que se prevenga su deterioro o contaminación.
- (b)** Cualquier material que se haya deteriorado o contaminado no puede utilizarse en el concreto.
- (c)** El equipo de mezclado y transporte del concreto debe cumplir con la ASTM C94 ó ASTM C685.
- (d)** El concreto premezclado y el concreto mezclado en obra deben dosificarse, mezclarse y entregarse de acuerdo con los requisitos de la ASTM C94 ó ASTM C685.

26.5.1 Producción del concreto

R26. 5 — Producción y colocación del concreto

El ACI 304R describe en detalle las recomendaciones para el mezclado, manejo, transporte y colocación del concreto.

R26.5.1.1(c) Las normas ASTM C94 y ASTM C685 tratan sobre los requisitos operacionales de los equipos utilizados para producir el concreto.

R26.5.1.1(d) La ASTM C94 es una especificación para el concreto premezclado donde los materiales se miden principalmente en masa (peso) y la producción es en tandas de

REGLAMENTO

COMENTARIO

mezclado. Es el método más común para la producción del concreto y que también se usa en las plantas de concreto prefabricado. La ASTM C685 es una especificación para el concreto donde los materiales se miden por volumen y la producción se hace con mezclado continuo. Estas especificaciones incluyen disposiciones para la capacidad de las mezcladoras, precisión de los aparatos para medir, precisión de la amasada, mezclado y entrega, y ensayos para evaluar la uniformidad del concreto mezclado.

26.5.2 Colocación y consolidación del concreto

26.5.2.1 Requisitos de construcción a cumplir:

(a) Antes de la colocación, deben retirarse todos los escombros y el hielo de los espacios que serán ocupados por el concreto.

(b) El agua empozada debe ser retirada del lugar de colocación del concreto antes de depositarlo, a menos que se vaya a emplear un tubo tremie o que tanto el profesional facultado para diseñar como la autoridad competente aprueben otra forma.

(c) Las unidades de albañilería de relleno en contacto con el concreto deben estar adecuadamente humedecidas antes de colocar el concreto.

(d) El equipo de transporte utilizado para transportar el concreto desde la mezcladora al lugar de colocación final debe ser capaz de cumplir con los requisitos de colocación.

(e) El concreto no debe bombearse a través de tubos de aluminio o de aleaciones de aluminio.

(f) El concreto debe colocarse de acuerdo con (1) hasta (5):

(1) A una velocidad que entregue un suministro adecuado de concreto en el sitio de colocación

(2) A una velocidad tal que el concreto conserve su estado plástico en todo momento y mediante los métodos requeridos

(3) Sin segregación o pérdida del material

(4) Sin interrupciones que pudieran causar pérdidas de

R26.5.2 Colocación y consolidación del concreto

R26.5.2.1(a) El encofrado debe estar limpio antes de proceder a la colocación del concreto. En particular, deben eliminarse el aserrín, los clavos, los pedazos de madera y otros desechos que se acumulan dentro del encofrado.

R26.5.2.1(b) El tubo tremie mencionado en esta disposición no se refiere a un tubo corto o “trompa de elefante” sino a un tubo largo, con toda la altura necesaria, utilizado de acuerdo con los procedimientos aceptados para la colocación del concreto bajo agua. En el ACI 304R se da información sobre la colocación del concreto con tubo tremie.

R26.5.2.1(d) El Reglamento requiere que el equipo de manejo y transporte sea capaz de suministrar continua y confiablemente el concreto al lugar de colocación bajo todas las condiciones y para todos los métodos de colocación. Lo anterior se aplica a todos los métodos de colocación, incluyendo bombas, bandas transportadoras, sistemas neumáticos, carretillas, vagones, cubos de grúa y tubos tremie.

R26.5.2.1(e) Puede haber una pérdida considerable de resistencia del concreto cuando se bombea a través de una tubería de aluminio o de aleaciones de aluminio. 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 tal alta como un 50 por ciento. Por consiguiente, no debe utilizarse equipo hecho de aluminio o de aleaciones de aluminio en tuberías de bombeo, tubos tremie o canales a menos que sean cortos tales como los que se emplean para descargar el concreto de un camión mezclador.

R26.5.2.1(f) El concreto debe suministrarse a una velocidad compatible con la capacidad de colocación del equipo y de la cuadrilla de colocación. El concreto suministrado a mayor velocidad que la que puede colocar el equipo y cuadrilla de colocación puede reducir la trabajabilidad del concreto en los equipos que esperan descargar el concreto. Una demora excesiva en el suministro de concreto puede hacer que las colocaciones previas se

REGLAMENTO

plasticidad entre capas sucesivas de colocación.
 (5) Depositado lo más cerca posible de su ubicación final para evitar la segregación debida a su manipulación o desplazamiento

COMENTARIO

rigidicen formando juntas frías.

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

El excesivo manejo y transporte del concreto por distancias grandes entre el vehículo de entrega y el punto de colocación en la estructura puede provocar la segregación de los materiales. Por consiguiente, el Reglamento requiere que el concreto se deposite lo más cerca posible de su ubicación final. Sin embargo, se puede desarrollar mezclas de concreto autocompactante para que puedan ser transportadas por largas distancias manteniendo su estabilidad con un mínimo de segregación. El ACI 237R da las pautas para las mezclas de concreto autocompactante.

(g) No debe colocarse en la estructura el concreto que haya endurecido parcialmente, o que se haya contaminado con materiales extraños.

(h) Se permite utilizar concreto remezclado de acuerdo con las limitaciones de la norma ASTM C94 a menos que sea restringido por el profesional facultado para diseñar.

(i) Una vez iniciada la colocación del concreto, ésta debe efectuarse en una operación continua hasta que se termine el llenado del panel o sección, definida por sus límites o juntas predeterminadas.

(j) Todo concreto debe compactarse cuidadosamente por medios adecuados durante la colocación, y debe acomodarse por completo alrededor del refuerzo y de la instalaciones embebidas, y en las esquinas del encofrado.

(k) La superficie superior de las capas colocadas dentro de encofrados verticales por lo general debe estar a nivel.

26.5.3 Curado del concreto

26.5.3.1 Información sobre el diseño:

(a) Cuando se requieran ensayos complementarios de probetas curadas en obra para asegurar que el curado y protección sean satisfactorios, el tamaño y número de las muestras de ensayo y la frecuencia de los ensayos complementarios debe incluirse.

26.5.3.2 Requisitos de construcción a cumplir:

(a) El concreto (excepto para concreto de alta resistencia inicial) debe mantenerse a una temperatura por encima de 50°F y en condiciones de humedad por lo menos durante los primeros 7 días después de la colocación, a menos que se use un procedimiento de curado acelerado.

R26.5.2.1(h) La norma ASTM C94 permite la práctica de agregar agua al concreto mezclado antes de ser descargado para alcanzar el rango especificado de asentamiento, siempre que no se violen los límites prescritos para tiempo máximo de mezclado y para la relación a/mc .

R26.5.2.1(j) En ACI 309R se dan recomendaciones detalladas para la compactación del concreto. Presenta información actualizada acerca del mecanismo de compactación y da recomendaciones sobre las características del equipo y de los procedimientos para diversas clases de concreto.

R26.5.3 Curado del concreto — En ACI 308R se dan recomendaciones para el curado del concreto. Se describen los principios básicos para el curado adecuado, al igual que diversos métodos, procedimientos y materiales para curar el concreto.

REGLAMENTO

(b) El concreto de alta resistencia inicial debe mantenerse por encima de 50°F y en condiciones de humedad por lo menos los 3 primeros días, excepto si se usa un procedimiento de curado acelerado.

(c) Se permite el uso de curado acelerado para acelerar la ganancia de resistencia y reducir el tiempo de curado usando vapor a alta presión, vapor a presión atmosférica, calor y humedad, u otro proceso aceptado. Cuando se usa curado acelerado, se deben cumplir (1) y (2):

(1) La resistencia a la compresión del concreto, en la etapa de carga considerada, debe ser por lo menos igual a la resistencia de diseño requerida en dicha etapa de carga.

(2) El procedimiento de curado no puede afectar la durabilidad del concreto.

(d) Cuando lo requiera la autoridad competente o el profesional facultado para diseñar, deben realizarse ensayos de resistencia de cilindros preparados y curados de acuerdo con (1) y (2), complementarios a los ensayos realizados a los cilindros curados en forma estándar.

(1) Al menos dos cilindros de ensayo de 6 por 12 pulg. o tres cilindros de 4 por 8 pulg. curados en obra deben fabricarse al mismo tiempo y muestrearse del mismo concreto que los cilindros de ensayo curados en forma estándar.

(2) Los cilindros curados en obra deben curarse de acuerdo con los procedimientos de curado en obra de la norma ASTM C31 y ensayados de acuerdo con la norma ASTM C39.

(e) Los procedimientos de protección y curado del concreto se deben considerar adecuados si cumplen (1) ó (2):

(1) La resistencia promedio de los cilindros curados en la obra, a la edad de ensayo designada para determinar f'_c debe ser al menos igual al 85 por ciento de la resistencia de cilindros compañeros curados en forma estándar.

(2) La resistencia promedio de los cilindros curados en la obra, a la edad de ensayo establecida excede f'_c en más de 500 lb./pulg.².

COMENTARIO

R26.5.3.2(c) Los requisitos de esta sección se aplican siempre que se emplee un método de curado acelerado, ya sea para miembros prefabricados o construidos en obra. EB-001.15, PCI MNL 116 y PCI MNL 117 dan información general sobre curado acelerado. Los procedimientos de curado con vapor requieren una atención cuidadosa para obtener resultados uniformes y satisfactorios. Es esencial evitar la pérdida de humedad durante el proceso de curado.

La resistencia a la compresión de un concreto curado con vapor no es tan alta como la de un concreto 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.

R26.5.3.2(d) Pueden requerirse ensayos de resistencia de probetas curadas bajo condiciones de obra para verificar la bondad del curado y protección del concreto en la estructura.

El Reglamento proporciona en 26.5.3.2(e) un criterio específico para juzgar el curado en obra. Para poder hacer una comparación razonablemente válida las probetas curadas en obra y las compañeras curadas en el laboratorio deben provenir de la misma muestra de concreto. Las probetas curadas en obra deben curarse en condiciones idénticas a las de la estructura. Las probetas de obra no deben tratarse de manera más favorable que los miembros que representan.

Al evaluar los resultados de los ensayos de los cilindros curados en obra, se debe reconocer que aunque los cilindros estén protegidos de la misma manera que la estructura, éstos no pueden experimentar el mismo historial de temperatura que el concreto de la estructura. Este historial de temperatura diferente se produce porque el calor de hidratación se disipa de manera diferente en el cilindro que en el miembro estructural.

R26.5.3.2(e) Las investigaciones (Bloem 1968) han demostrado que las probetas protegidas y curadas para simular 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 estándar cuando ambas son ensayadas a la edad designada para f'_c . En consecuencia, se estableció un valor del 85 por ciento como una base racional para juzgar el curado en obra. La comparación se hace sobre las resistencias 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 especificada en más de 500 lb./pulg.², aun cuando fallen en alcanzar el 85 por ciento de la resistencia de las probetas compañeras curadas en el laboratorio.

El criterio del 85 por ciento se basa en la suposición de que el concreto se mantiene por encima de los 50°F y en condiciones de humedad durante al menos los primeros 7 días

REGLAMENTO

COMENTARIO

después de colocado, o que el concreto de alta resistencia inicial se mantiene sobre los 50°F y en condiciones de humedad durante al menos los primeros 3 días después de colocado.

Si las probetas curadas en obra no proporcionan una resistencia satisfactoria en esta comparación, deben tomarse medidas para mejorar el curado de la estructura. Si los ensayos indican una posible deficiencia grave en la resistencia del concreto de la estructura, pueden requerirse ensayos de núcleos, con o sin un curado húmedo suplementario, con el fin de verificar la bondad de la estructura, como lo dispone 26.12.4.

26.5.4 Requisitos para clima frío

26.5.4.1 Información sobre el diseño:

- (a) Limitaciones de temperatura para el concreto colocado en clima frío.

26.5.4.2 Requisitos de construcción a cumplir:

- (a) Debe disponerse de un equipo adecuado con el fin de calentar los materiales para la fabricación del concreto y protegerlo contra temperaturas de congelamiento o cercanas a ella.
- (b) No deben utilizarse materiales congelados o que contengan hielo.
- (c) Todos los materiales componentes del concreto y todo el acero de refuerzo, el encofrado, los rellenos y el suelo con el que habrá de estar en contacto el concreto deben estar libres de escarcha y hielo.
- (d) Los materiales y los métodos de producción del concreto deben seleccionarse de manera que la temperatura del concreto al momento de la entrega cumpla con los límites de temperatura especificados.

26.5.5 Requisitos para clima cálido

26.5.5.1 Información sobre el diseño

- (a) Limitaciones de temperatura para el concreto colocado en clima cálido.

R26.5.4 Requisitos para clima frío — En ACI 306R se presentan recomendaciones detalladas para la colocación del concreto en clima frío. ACI 301 y ACI 306.1 presentan los requisitos para colocación del concreto en clima frío. En caso de que en los documentos de construcción se haga referencia a ambas normas, se debe identificar cuál de ellas es la que controla.

R26.5.4.1(a) La norma ASTM C94, el ACI 306R y el ACI 301 contienen los requisitos y recomendaciones para las temperaturas del concreto según las dimensiones de la sección.



R26.5.5 Requisitos para clima cálido — En ACI 305R se dan recomendaciones para la colocación del concreto en clima cálido. Define los factores del clima cálido que afectan las propiedades del concreto y las prácticas de construcción, y recomienda las medidas que se deben tomar con el fin de eliminar o minimizar los efectos indeseables. El ACI 301 y ACI 305.11 presentan los requisitos para colocación del concreto en clima cálido.

R26.5.5.1(a) ACI 301 y ACI 305.1 limitan la temperatura máxima del concreto a 95°F en el momento de la colocación.

REGLAMENTO**COMENTARIO****26.5.5.2 Requisitos de construcción a cumplir:**

- (a) Se deben seleccionar los materiales y los métodos de producción del concreto de manera que la temperatura al momento de la entrega cumpla con los límites de temperatura especificados.
- (b) El manejo, colocación, protección y los procedimientos de curado deben limitar las temperaturas del concreto o la evaporación de agua, lo cual podría reducir la resistencia, el funcionamiento o la durabilidad del miembro o de la estructura.

26.5.6 Juntas de construcción, contracción y dilatación**26.5.6.1 Información sobre el diseño:**

- (a) Cuando el diseño lo requiera, la ubicación y detallado de todas las juntas de construcción, contracción y dilatación.
- (b) Detalles de la transferencia de cortante y de otras fuerzas a través de las juntas de construcción.
- (c) Preparación de la superficie, incluyendo las superficies de concreto endurecido intencionalmente rugosas cuando el concreto se coloca sobre concreto previamente endurecido.
- (d) Cuando el cortante se transfiere entre acero laminado y concreto usando pasadores con cabeza o barras de refuerzo soldadas, el acero debe estar limpio y sin pintura.
- (e) Preparación de la superficie, incluyendo las superficies intencionalmente rugosas cuando el afinado de piso compuesto se construya en sitio sobre un piso o cubierta prefabricado con la intención de que actúe estructuralmente en conjunto con los miembros prefabricados.

26.5.6.2 Requisitos de construcción a cumplir:

- (a) Las ubicaciones y detalles de las juntas que no se especifican o que difieren de las indicadas en los documentos de construcción deben ser aprobadas por el profesional facultado para diseñar.

R26.5.6 Juntas de construcción, contracción y dilatación

— Las juntas de la estructura deben ubicarse y formarse como las requiera el diseño y de manera que no perjudiquen la integridad de la estructura. Cualquier desviación de las ubicaciones establecidas en los documentos de construcción debe ser aprobada por el profesional facultado para diseñar.

Las juntas de construcción u otras juntas deben ubicarse donde causen el menor debilitamiento de la estructura. El diseño para fuerzas laterales puede requerir un tratamiento especial en el diseño de juntas.

R26.5.6.1(b) TM Donde se requiera transferencia de fuerzas, puede usarse llaves de cortante, llaves de cortante intermitentes, pasadores diagonales o cortante por fricción. Cuando en el diseño se invoque el cortante por fricción en una interfaz de unión, de acuerdo con 22.9, se deben incluir los requisitos de construcción aplicables en los documentos de construcción.

R26.5.6.1(c) Las preparaciones mencionadas son aplicables cuando el diseño para fricción por cortante se realiza de acuerdo con 22.9 y para las superficies de contacto de las juntas de construcción en los muros estructurales.

R26.5.1.6(d) Las ubicaciones mencionadas son aquellas en las que el diseño de fricción por cortante cumple con 22.9.

R26.5.6.2(a) Cuando el profesional facultado para diseñar no designa la ubicación específica de las juntas, el constructor debe proponer las ubicaciones de las juntas de construcción para aprobación por parte del profesional facultado para diseñar con el fin de que verifique que las ubicaciones propuestas no afectarán el desempeño de la estructura.

REGLAMENTO

COMENTARIO

(b) Excepto para el concreto preesforzado, las juntas de construcción en entrepisos y cubiertas deben ubicarse dentro del tercio central del vano de las losas, vigas y vigas maestras a menos que el profesional facultado para diseñar apruebe otra ubicación.

(c) Las juntas de construcción en vigas principales deben desplazarse a una distancia mínima de dos veces el ancho de las vigas que las intersectan, medida desde la cara de la viga que la intersecta, a menos que el profesional facultado para diseñar apruebe otro modo de realizarlas.

(d) Las juntas de construcción deben limpiarse y deben estar libres de lechada antes de colocar el concreto nuevo.

(e) La superficie de las juntas de construcción deben hacerse intencionalmente rugosa cuando se especifique.

(f) Inmediatamente antes de iniciar una nueva etapa de colocación, deben mojarse todas las juntas de construcción y eliminarse el agua empozada.

26.5.7 Construcción de los miembros de concreto

26.5.7.1 Información sobre el diseño:

(a) Los detalles deben considerar los cambios dimensionales producidos por preesforzado, flujo plástico, retracción y variación de temperatura.

(b) Indicación de que si una losa se ha diseñado como diafragma estructural o como parte del sistema resistente ante fuerzas sísmicas.

(c) Detalles de construcción de zapatas inclinadas o escalonadas que se diseñen para actuar como una unidad.

(d) Ubicaciones donde se requiere que durante la colocación del concreto la losa y la columna sean integrales, según 15.3.

(e) Ubicaciones donde se requiere concreto reforzado con fibras de acero para resistencia a cortante, según 9.6.3.1.

26.5.7.2 Requisitos de construcción a cumplir:

(a) Las vigas, vigas maestras o losas apoyadas sobre columnas o muros no deben construirse hasta que el concreto del apoyo vertical haya endurecido hasta el punto en que haya dejado de ser plástico.

(b) Las vigas, vigas maestras, cartelas, ábacos, descolgados para cortante y capiteles de columnas deben construirse monolíticamente como parte del sistema de losas, a menos que en los documentos de construcción se indique de otro modo.

R26.5.6.2(b) Los tendones de losas y vigas postensadas continuas en general tienen esfuerzos aplicados a lo largo del vano donde el perfil del tendón se encuentra cerca o en el centro de la sección transversal del concreto. Por lo tanto, las juntas de construcción interiores usualmente están ubicadas dentro del tercio final del vano, en vez del tercio central del vano. Las juntas de construcción localizadas dentro del tercio final de vano de losas y vigas postensadas continuas tienen un largo historial de buen comportamiento. En consecuencia, no se aplica 26.5.6.2(b) al concreto preesforzado.

26.5.7 Construcción de los miembros de concreto

R26.5.7.1(b) A menudo las losas sobre el terreno actúan como un diafragma para mantener la integridad de la edificación a nivel del terreno y minimizar los efectos de movimientos desfasados del terreno que pueden producirse debajo de la edificación. Los documentos de construcción deben indicar claramente si estas losas son miembros estructurales con el fin de prohibir que sean cortadas con sierra. Véase también 26.5.7.2(d).

R26.5.7.2(a) La espera en la colocación del concreto de miembros apoyados sobre columnas y muros es necesaria para evitar la fisuración en la interfaz de la losa y el miembro de soporte, causada por la exudación y asentamiento del concreto en estado plástico en el miembro de apoyo.

R26.5.7.2(b) La construcción por separado de losas y vigas, cartelas o miembros similares está permitida cuando se indica así en los documentos de construcción y cuando se han tomado medidas para transferir fuerzas como lo requiere 22.9.

REGLAMENTO

(c) Cuando se requiere que la colocación del concreto de la losa y columna de concreto sea integral, la columna de concreto debe extenderse en toda la altura de la losa al menos 2 pies dentro de la losa medidos horizontalmente a partir de la cara de la columna e integrarse con el concreto del entrepiso.

COMENTARIO

R26.5.7.2(c) El uso del procedimiento de colocación del concreto descrito en 15.3 requiere la colocación de dos mezclas de concreto diferentes en el sistema de entrepiso. El concreto de resistencia más baja debe colocarse cuando el concreto de mayor resistencia todavía esté plástico y debe vibrarse adecuadamente para asegurar que ambos concretos se integren completamente. Esto requiere coordinación cuidadosa de las entregas de concreto y el posible empleo de aditivos retardantes en el concreto de la columna. En algunos casos, pueden requerirse servicios adicionales de inspección cuando se emplea este procedimiento. Es importante que el concreto de mayor resistencia en el entrepiso, en la región de la columna, se coloque antes de que el concreto de baja resistencia sea colocado en el resto del entrepiso para evitar que accidentalmente se coloque concreto de baja resistencia en el área de la columna. Es responsabilidad del profesional facultado para diseñar indicar en los documentos de construcción donde deben colocarse los concretos de baja y alta resistencia.

(d) No se permite cortar con sierra las losas sobre el terreno identificadas en los documentos de construcción como diafragmas estructurales o como parte del sistema resistente ante fuerzas sísmicas, a menos que sea aprobado o indicado específicamente por el profesional facultado para diseñar.

26.6 — Materiales de refuerzo y requisitos de construcción

26.6.1 Generalidades

26.6.1.1 Información sobre el diseño:

- (a) Designación de la norma ASTM y resistencia del refuerzo.
- (b) Tipo, dimensiones, localización, detallado y longitud de embebido del refuerzo.
- (c) Recubrimiento de concreto del refuerzo.
- (d) Localización y longitud de los empalmes por traslapo
- (e) Tipo y localización de los empalmes mecánicos.
- (f) Tipo y localización de los empalmes a tope.
- (g) Tipo y localización de los empalmes soldados y otras soldaduras requeridas en las barras de refuerzo.
- (h) Designación de la norma ASTM para el recubrimiento de protección de refuerzos no preestructurados.
- (i) Protección contra la corrosión de los refuerzos expuestos que se pretendan unir con ampliaciones futuras.

26.6.1.2 Requisitos de construcción a cumplir.

- (a) Se deben presentar los informes de ensayos de producción del refuerzo.
- (b) El refuerzo no preestructurado con óxido, escamas o una combinación de ambas, debe considerarse satisfactorio, si las dimensiones mínimas (incluyendo la altura de los resaltes del corrugado) y el peso de una muestra limpiada a

R26.6 — Materiales de refuerzo y requisitos de construcción

R26.6.1 Generalidades

R26.6.1.1(d) Cuando sea posible, los empalmes deben estar ubicados lejos de los puntos de máximo esfuerzo de tracción. Los requisitos de los empalmes por traslapo de 25.5.2 incentivan esta práctica.

R26.6.1.1(g) Véase R26.6.4.

R26.6.1.2(b) Los límites especificados de la oxidación se basan en los ensayos realizados (Kemp et al. 1968) y en la revisión de ensayos y recomendaciones anteriores. Kemp et al. (1968) proporciona una guía con respecto a los efectos de

REGLAMENTO

mano utilizando un cepillo de alambre de acero, cumple con las normas ASTM aplicables.

(c) El acero de preesforzado debe estar limpio de escamas, picaduras y óxido excesivo. Es admisible una oxidación ligera.

(d) En el momento que es colocado el concreto, el refuerzo debe estar libre de hielo, barro, aceite u otros recubrimientos dañinos que reduzcan la adherencia.

26.6.2 Colocación

26.6.2.1 Información sobre el diseño:

(a) Las tolerancias en la ubicación del refuerzo, considerando las tolerancias para d y para el recubrimiento de concreto deben ser las presentadas en la Tabla 26.6.2.1(a).

Tabla 26.6.2.1(a) — Tolerancias para d y el recubrimiento especificado

d , pulg.	Tolerancia en d , pulg.	Tolerancia en el recubrimiento especificado del concreto, pulg. ^[1]	
≤ 8	$\pm 3/8$	Menor de	$-3/8$
			$-(1/3) \times$ recubrimiento especificado
> 8	$\pm 1/2$	Menor de	$-1/2$
			$-(1/3) \times$ recubrimiento especificado

^[1]La tolerancia para el recubrimiento de la parte inferior del miembro es $-(1/4)$ pulg.

(b) La tolerancia para la ubicación longitudinal de los dobleces y extremos del refuerzo debe cumplir con la Tabla 26.6.2.1(b). La tolerancia para el recubrimiento de concreto de la Tabla 26.6.2.1(a) también se aplica a los extremos discontinuos de los miembros.

Tabla 26.6.2.1(b) — Tolerancias para la ubicación longitudinal de los dobleces y extremos del refuerzo

Ubicación longitudinal de los dobleces y extremos del refuerzo	Tolerancias, pulg.
Extremos discontinuo de ménsulas y cartelas	$\pm 1/2$
Extremos discontinuo de otros miembros	± 1
Otras ubicaciones	± 2

COMENTARIO

la oxidación y del escamado sobre las características de las barras de refuerzo corrugado. Investigaciones han 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 concreto y el refuerzo.

R26.6.1.2(c) En Sason (1992) se presenta una guía para evaluar el grado de oxidación de los torones.

R26.6.1.2(d) Se permite el uso de recubrimiento epóxico de acuerdo con 20.6.2. Según este requisito, los materiales utilizados para proteger el refuerzo de preesforzado contra la corrosión en tendones no adheridos no se consideran contaminantes.

26.6.2 Colocación

R26.6.2.1 La práctica generalmente aceptada, tal como se refleja en ACI 117 ha establecido tolerancias para la altura total (encofrado o terminación) y para la fabricación de estribos cerrados, estribos, espirales y barras dobladas. El profesional facultado para diseñar debe especificar tolerancias más restrictivas que las permitidas por el Reglamento cuando sean necesarias para minimizar la acumulación de tolerancias que produzca una excesiva reducción de la altura efectiva o del recubrimiento.

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

Para concreto preesforzado pueden resultar útiles tolerancias más restrictivas que las que requiere el Reglamento. En estos casos, los documentos de construcción deben especificar las tolerancias necesarias. En ACI ITG-7 se proporcionan recomendaciones.

El Reglamento permite una tolerancia para la altura d que se relaciona directamente con la resistencia a flexión y a cortante del miembro. Debido a que el acero de refuerzo se coloca con respecto a los bordes de los miembros y de las superficies de los encofrados, d no siempre es fácilmente medible en el campo. Esta disposición se encuentra incluida en la información sobre el diseño porque las tolerancias en d deben ser consideradas en el diseño del miembro. Se dan también tolerancias para el recubrimiento.

Las tolerancias para la colocación del refuerzo deben especificarse de acuerdo con ACI 117 a menos que se requieran tolerancias más estrictas.

REGLAMENTO**COMENTARIO****26.6.2.2 Requisitos de construcción a cumplir:**

(a) El refuerzo, incluyendo los paquetes de barras, debe colocarse con precisión y estar adecuadamente asegurado antes de colocar el concreto, y debe fijarse para evitar su desplazamiento más allá de las tolerancias requeridas.

(b) Las espirales deben consistir en barras o alambres continuos espaciados uniformemente, con un tamaño y disposición que permitan su manejo y colocación sin distorsión respecto de las dimensiones de diseño.

(c) En el refuerzo solo se permite hacer empalmes cuando lo requieran o permitan los documentos de construcción o si lo autoriza el profesional facultado para diseñar.

(d) Para barras longitudinales en columnas que forman empalmes a tope, se permite el apoyo de los extremos a través de cortes a escuadra mantenidos en contacto concéntrico.

(e) 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 grados, y deben ajustarse con una tolerancia de 3 grados respecto del apoyo completo después del ensamble.

26.6.3 Doblado**26.6.3.1 Requisitos de construcción a cumplir**

(a) Todo refuerzo debe doblarse en frío, a menos que el profesional facultado para diseñar permita otra cosa.

(b) Ningún refuerzo parcialmente embebido en el concreto puede doblarse en la obra, excepto cuando así se indique en los documentos de construcción o lo permita el profesional facultado para diseñar.

R26.6.2.2(a) El refuerzo, incluyendo los paquetes de barras, debe estar adecuadamente apoyado en el encofrado para prevenir que sea desplazado por la colocación del concreto o por los obreros. Los paquetes de barras deben estar sujetos o amarrados de manera de mantener su posición, ya sea vertical u horizontal. Los estribos de vigas deben estar apoyados en el fondo del encofrado de la viga por medio de apoyos activos, tales como soportes longitudinales continuos. Si solamente el refuerzo longitudinal inferior de la viga está apoyado, el tráfico de construcción puede desplazar los estribos y también cualquier tendón de preesforzado amarrado a estos estribos.

R26.6.2.2(b) Las espirales deben mantenerse firmemente en su lugar, con un paso y alineamiento apropiados, para evitar desplazamientos durante la colocación del concreto. Tradicionalmente el Reglamento había exigido el uso de espaciadores para mantener la espiral en su lugar, pero 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 5/8 de pulg., debe usarse un mínimo de dos espaciadores para espirales con menos de 20 pulg. de diámetro, tres espaciadores para espirales de 20 a 30 pulg. de diámetro y cuatro espaciadores para espirales de más de 30 pulg. de diámetro. Para barras o alambre de 5/8 de pulg. de diámetro o mayores, debe usarse un mínimo de tres espaciadores para espirales de 24 pulg. o menos de diámetro y cuatro espaciadores para espirales de más de 24 pulg. de diámetro.

R26.6.2.2(d) La experiencia con empalmes de tope ha sido casi exclusivamente con barras verticales en columnas. Cuando las barras están significativamente inclinadas con respecto a la vertical, se requiere atención especial para garantizar que se logre y se mantenga el contacto adecuado de apoyo en el extremo.

R26.6.2.2(e) Estas tolerancias representan la práctica basada en ensayos de miembros de tamaño natural con barras No. 18.

R26.6.3 Doblado

R26.6.3.1(b) Las condiciones de la construcción pueden hacer necesario doblar barras que se encuentran embebidas en el concreto. Tal doblez en obra no se puede efectuar sin la autorización del profesional facultado para diseñar. Los

REGLAMENTO**COMENTARIO**

documentos de construcción deben determinar si la barra se puede doblar en frío o si es necesario calentarla. Los dobleces deben ser graduales y deben enderezarse a medida que se requiera.

Ensayos (Black 1973; Steich et al. 1984) han demostrado que las barras de refuerzo que cumplan la norma ASTM A615 Grado 40 y Grado 60 pueden doblarse y enderezarse en frío hasta 90 grados en, o cerca del diámetro mínimo especificado en 25.3. Si se encuentran casos de agrietamiento o rotura, resulta benéfico el calentamiento a una temperatura máxima de 1500°F para evitar esta condición para el resto de las barras. Las barras que se quiebren durante el doblado o el enderezado pueden empalmarse fuera de la región de doblado.

El calentamiento debe efectuarse de manera que no ocasione daños al concreto. Si el área de doblado se encuentra a aproximadamente 6 pulg. del concreto, 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 600°F.

- (c) Las barras en los cambios de sección se deben doblar antes de su colocación en el encofrado.

26.6.4 Soldadura

26.6.4.1 Requisitos de construcción a cumplir.

- (a) La soldadura de barras de refuerzo no preesforzado debe realizarse de acuerdo con AWS D1.4. Las normas ASTM para barras de refuerzo, excepto ASTM A706 deben ser complementadas para requerir un informe de las propiedades necesarias del material para cumplir con los requisitos de AWS D1.4.

26

R26.6.4 Soldadura — Cuando sea necesario soldar el refuerzo, se requiere considerar la soldabilidad del acero y los procedimientos adecuados para la soldadura. Las disposiciones de AWS D1.4 cubren aspectos de la soldadura de barras de refuerzo, incluyendo criterios para calificar los procedimientos de soldadura.

La soldabilidad del acero está basada en su composición química o equivalente de carbono (CE). El AWS D1.4 establece un precalentamiento y temperaturas de entrapaso para un rango de equivalentes de carbono y tamaños de barra. El AWS D1.4 tiene dos expresiones para calcular el equivalente de carbono. Una expresión relativamente corta, que considera sólo los elementos carbono y manganeso, la cual debe usarse en barras diferentes a las cubiertas por la norma ASTM A706. La expresión más completa se da para barras ASTM A706, la cual es idéntica a la fórmula para CE de la norma ASTM A706.

La norma ASTM A706 cubre barras de refuerzo de acero de baja aleación las cuales pueden ser usadas para aplicaciones que requieren propiedades controladas de tracción o soldabilidad, o ambas. La soldabilidad es lograda en la norma ASTM A706 limitando el equivalente de carbono (CE) a un máximo de 55% y controlando la composición química. La norma ASTM A706 requiere que el fabricante informe la composición química y el equivalente de carbono (Gustafson and Felder 1991). Para la soldadura de barras de refuerzo diferentes a las ASTM A706, los documentos de construcción deben requerir específicamente que el informe de los ensayos de producción incluya los resultados de los análisis químicos para calcular el equivalente de carbono.

A menudo es necesario soldar barras de refuerzo existentes en una estructura de las cuales no se dispone de informes de ensayos de producción de dichos refuerzos. Esta situación es particularmente común en la modificación o

REGLAMENTO

COMENTARIO

ampliación de edificaciones. AWS D1.4 establece para tales barras que el análisis químico puede ser realizado en barras representativas. Si la composición química no es conocida ni puede ser obtenida, el AWS D1.4 establece un precalentamiento mínimo. Para barras diferentes a las cubiertas por la norma ASTM A706, el precalentamiento mínimo requerido es 300°F para barras No.6 o menores, y 500°F para barras No.7 o mayores. El precalentamiento requerido para todos los tamaños de barras cubiertas por la norma ASTM A706 es la temperatura dada en la tabla del AWS D1.4 Welding Code, 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 AWS D1.4. Debe también determinarse si deben tomarse precauciones adicionales, basadas en otras consideraciones como el nivel de esfuerzo en las barras, consecuencias de la falla, y daño por calor en el concreto existente debido a las operaciones de soldadura.

El AWS D1.4 requiere que el constructor prepare las especificaciones del procedimiento de soldadura (EPS) de acuerdo a sus requisitos. El Apéndice A del AWS D1.4 contiene una forma sugerida que muestra la información necesaria por un EPS. AWS D1.4 no cubre la soldadura de alambre con alambre ni de alambre o refuerzo electrosoldado de alambre con barras de refuerzo o con miembros de acero estructural. Si en un determinado proyecto se requiere soldadura de este tipo, los documentos de construcción deben especificar los requisitos o los criterios de desempeño para estas soldaduras. Si van a soldarse alambres trabajados en frío, los procedimientos de soldadura deben tener 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. En la fabricación de refuerzo electrosoldado de alambre liso o corrugado bajo la norma ASTM 1064, la potencial preocupación de problemas no es del caso con soldaduras hechas mecánicamente por el procedimiento de resistencia.

(b) No se permite soldar las barras que se intersecten con el fin de sujetarlas, a menos que lo autorice el profesional facultado para diseñar.

26.7 — Anclaje al concreto

26.7.1 Información sobre el diseño:

- (a)** Requisitos para la evaluación y calificación de los anclajes para las condiciones aplicables de uso, de acuerdo con 17.1.3.
- (b)** Tipo, dimensiones, requisitos de ubicación, altura efectiva de embebido y requisitos de instalación de los anclajes.
- (c)** Distancia mínima al borde de los anclajes, de acuerdo con 17.7.
- (d)** Requisitos de inspección de acuerdo con 26.13.

R26.6.4.1(b) La soldadura donde 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 bajo un control continuo competente, como en el caso de la fabricación del refuerzo electrosoldado de alambre.

26.7 — Anclaje al concreto

26.7.1 En los documentos de construcción, de acuerdo al Reglamento, se deben mencionar los requisitos mínimos para los anclajes. Para casos específicos, puede ser aplicable otra información. Para los anclajes adheridos, se aplican los requisitos relacionados con la calificación de los instaladores y requisitos para la inspección.

REGLAMENTO

COMENTARIO

- (e) Para anclajes post-instalados, los parámetros asociados con la resistencia usada para el diseño, incluyendo categoría del anclaje, resistencia del concreto y tipo de agregado.
- (f) Para anclajes adheridos, los parámetros asociados con el esfuerzo característico de adherencia utilizado en el diseño, de acuerdo con 17.4.5, incluyendo edad mínima del concreto, rango aceptable de temperatura del concreto, condiciones de humedad del concreto en el momento de la instalación, el tipo de concreto liviano si es aplicable, y requisitos para la preparación y taladrado de la perforación.
- (g) Requisitos de calidad para los instaladores de los anclajes, de acuerdo con 17.8.1.
- (h) Instalación de anclajes adheridos horizontales o inclinados hacia arriba, cuando soportan cargas permanentes en tracción.
- (i) Aceptación de las certificaciones necesarias para los instaladores de anclajes adheridos que se instalarán horizontalmente o inclinados hacia arriba para soportar cargas permanentes en tracción de acuerdo con 17.8.2.2 y 17.8.2.3.
- (j) Para anclajes adheridos, la carga de prueba cuando se requiera, de acuerdo con 17.8.2.1.
- (k) Protección contra la corrosión de los anclajes expuestos que se pretendan unir con ampliaciones futuras.

26.7.2 Requisitos de construcción a cumplir:

- (a) La instalación de anclajes postinstalados debe realizarse de acuerdo con las instrucciones impresas del fabricante. Los anclajes postinstalados adheridos deben instalarse de acuerdo con las Instrucciones de Instalación Impresas del Fabricante (IIIF).

R26.7.2(a) Las Instrucciones Impresas del Fabricante (IIIF) contienen toda la información relevante para una instalación adecuada de los anclajes postinstalados. Para casos específicos, puede ser necesaria otra información. Para anclajes adheridos, se aplican los requisitos relacionados con la calificación de los instaladores y requisitos para la inspección.

26.8 — Embebidos

26.8.1 Información sobre el diseño:

- (a) Tipo, dimensiones, detalles y ubicación de los embebidos diseñados por el profesional facultado para diseñar.
- (b) El refuerzo requerido debe ubicarse perpendicular a las tuberías embebidas.
- (c) El recubrimiento de concreto especificado para las tuberías embebidas y sus aditamentos.
- (d) La protección contra la corrosión para los embebidos expuestos que se pretendan unir con ampliaciones futuras.

26.8.2 Requisitos de construcción a cumplir:

- (a) Tipo, dimensiones, detalles y ubicación de los embebidos que no estén señalados en los documentos de construcción deben ser sometidos a revisión y aprobación por parte del profesional facultado para diseñar.
- (b) Todo embebido de aluminio debe ser protegido en su superficie o recubierto para evitar la reacción concreto-aluminio o la acción electrolítica entre el aluminio y el acero.
- (c) Las tuberías y aditamentos que no se hayan incluido en

REGLAMENTO

COMENTARIO

los documentos de construcción deben diseñarse para resistir los efecto del fluido, presión y temperatura a los cuales van a estar sometidas.

- (d) Ningún líquido, gas o vapor, excepto el agua cuya temperatura y presión no excedan de 90°F ni 50 lb./pulg.² respectivamente, debe colocarse en las tuberías hasta que el concreto haya alcanzado su resistencia de diseño.
- (e) En losas macizas, las tuberías deben colocarse entre las capas de refuerzo superior e inferior, a menos que se requiera irradiar calor o fundir nieve.
- (f) Las tuberías y ductos deben fabricarse e instalarse de tal forma que no requiera cortar, doblar o desplazar el refuerzo de su posición especificada.

26.9 — Requisitos adicionales para concreto prefabricado

26.9.1 Información sobre el diseño:

- (a) Las tolerancias para las dimensiones de los miembros prefabricados y miembros de interconexión.

- (b) El detallado de los dispositivos de izaje, insertos y refuerzos necesarios para resistir la fuerzas temporales derivadas del manejo, almacenamiento, transporte y montaje, cuando sean diseñados por el profesional facultado para diseñar.

26.9.2 Requisitos de construcción a cumplir:

- (a) Todo miembro prefabricado debe ser marcado para indicar su ubicación y orientación en la estructura, y la fecha de fabricación.

- (b) Las marcas de identificación deben corresponder con las de los planos de montaje.

- (c) El detallado de los dispositivos de izaje, insertos y refuerzos relacionados para resistir la fuerzas temporales derivadas del manejo, almacenamiento, transporte y montaje cuando no sean diseñados por el profesional facultado para diseñar.

- (d) Las estructuras y miembros prefabricados deben estar adecuadamente apoyados y arriostrados durante el montaje para asegurar el adecuado alineamiento e integridad

R26.9 — Requisitos adicionales para concreto prefabricado

R26.9.1(a) El diseño de los miembros prefabricados y sus conexiones es particularmente sensible a las tolerancias en las dimensiones de los miembros individuales y a su ubicación en la estructura. Para prevenir malos entendidos, las tolerancias usadas en el diseño deben ser especificadas en los documentos de construcción. En vez de especificar tolerancias individuales se puede especificar la norma técnica que contiene las tolerancias usadas en el diseño. Es especialmente importante especificar cualquier desviación respecto a lo contenido en las normas técnicas.

Las tolerancias requeridas en 26.6.2 se consideran requisitos mínimos aceptables para el refuerzo de miembros de concreto prefabricados. Debe remitirse a ACI ITG-7-09 como guía sobre las normas técnicas aceptadas en la industria respecto a tolerancias de productos y de montaje de prefabricados. Las tolerancias para la interfaz entre el concreto prefabricado y el concreto colocado en sitio se encuentran en ACI 117.

R26.9.1(b) Cuando los dispositivos, insertos y refuerzos no sean diseñados por el profesional facultado para diseñar, estos detalles deben incluirse en los planos de taller de acuerdo con 26.9.2(c).

R26.9.2(c) Véase R26.9.1(b). A opción del profesional facultado para diseñar, los documentos de construcción pueden exigir que los planos de taller, cálculos, o ambos, deban ser aprobados para los miembros de esta disposición cuando su diseño haya sido delegado al constructor.

R26.9.2(d) Es importante que todas las conexiones temporales de montaje, arriostramientos y apuntalamientos sean indicadas en los documentos de construcción o de montaje, así

REGLAMENTO

COMENTARIO

estructural hasta que se completen las conexiones permanentes.

(e) Cuando lo apruebe el profesional facultado para diseñar, se permite que se embeban elementos mientras el concreto aún se encuentra en estado plástico, siempre que se cumpla con (1) hasta (4):

- (1) Los elementos embebidos deben sobresalir del concreto o quedar expuestos para inspección.
- (2) Los elementos embebidos no se requiere que sean enganchados o amarrados al refuerzo dentro del concreto.
- (3) Los elementos embebidos sean mantenidos en la posición correcta mientras el concreto permanezca plástico.
- (4) El concreto sea compactado adecuadamente alrededor de los elementos embebidos.

26.10 — Requisitos adicionales para concreto preesforzado

26.10.1 Información sobre el diseño:

- (a)** Magnitud y localización de las fuerzas de preesforzado.
- (b)** Secuencia de tensionamiento de los tendones.

(c) Tipo, dimensiones, detalles y localización de los anclajes de postensado para sistemas seleccionados por el profesional facultado para diseñar.

(d) Tolerancias para la colocación de los tendones y ductos de postensado de acuerdo con la Tabla 26.6.2.1(a).

(e) Los materiales y detalles de protección contra la corrosión para tendones no adheridos, tendones externos, conectores y conexiones, anclajes de postensado y regiones de anclajes.

como la secuencia de retiro de estos ítems, dependiendo de la asignación de responsabilidades de los medios y métodos de construcción.

R26.9.2(e) Muchos productos prefabricados son producidos en forma tal que es difícil, si no imposible, colocar el refuerzo que sobresale del concreto antes de la colocación del concreto. Tales miembros, como estribos para cortante horizontal e insertos, pueden ser colocados mientras el concreto está plástico, si se toman las precauciones adecuadas. Esta disposición no es aplicable al refuerzo que está completamente embebido, o a miembros embebidos que deben ser enganchados o amarrados al refuerzo embebido.

R26.10 — Requisitos adicionales para concreto preesforzado

R26.10.1(b) La secuencia de tensionamiento de los dispositivos de anclaje puede tener un efecto significativo en los esfuerzos de la zona general. Por lo tanto, es importante considerar no solamente la etapa final de una secuencia de tensionamiento, con todos los tendones ya tensados, sino también las etapas intermedias durante la construcción. Deben tenerse en cuenta las fuerzas de estallido críticas causadas por cada una de las combinaciones de la secuencia de postensado de los tendones, así como las de los grupos de tendones completos.

R26.10.1(e) Para las recomendaciones respecto a la protección, véase las secciones 4.2 y 4.3 de ACI 423.3R y las secciones 3.4, 3.6, 5, 6 y 8.3 de la ACI 423.7. También, se debe consultar 20.6.1.4.2 para los requisitos de protección contra la corrosión.

Puede lograrse una protección permanente contra la corrosión por medio de diferentes métodos. La protección contra la corrosión que se proporcione debe ser la adecuada para el medio ambiente en el que estén situados los tendones. Algunas condiciones requieren que el acero de preesforzado esté protegido por un recubrimiento de concreto o por mortero de inyección de cemento en una tubería de plástico o metal; otras condiciones permiten 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 reglamento general de construcción, a menos que la instalación del postensado externo sea únicamente para mejorar el funcionamiento.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

(f) Requisitos para ductos de tendones adheridos.

(g) Los requisitos para el mortero de inyección de los tendones adheridos, incluyendo los requisitos sobre el contenido máximo de ión cloruro (Cl^-) soluble en agua en 19.4.1.

26.10.2 Requisitos de construcción a cumplir:

(a) El tipo, dimensiones, detalles y localización de los sistemas de anclajes de postensado que no estén incluidos en los documentos de construcción deben ser aprobados por el profesional facultado para diseñar.

(b) Los tendones y ductos de postensado deben colocarse dentro de las tolerancias requeridas y deben apoyarse para evitar desplazamientos que excedan las tolerancias permitidas durante la colocación del concreto.

(c) Los conectores deben colocarse en zonas aprobadas por el profesional facultado para diseñar y encerradas en cajas lo suficientemente largas de manera que permitan los movimientos necesarios.

(d) Las operaciones de soldadura o calentamiento en las proximidades del refuerzo de preeforzado deben realizarse de manera tal que el acero de preeforzado no quede expuesto a temperaturas excesivas, chispas o descargas eléctricas que puedan degradar las propiedades del refuerzo.

(e) La fuerza de preefuerzo y las pérdidas por fricción debe verificarse mediante (1) y (2).

(1) La medición de la elongación del refuerzo de preeforzado comparado con la elongación calculada usando el módulo de elasticidad determinado mediante ensayos o informado por el fabricante.

(2) La medición de la fuerza del gato usando un equipo calibrado, como un manómetro, celda de carga o dinamómetro.

(f) Debe investigarse y corregirse la causa de cualquier diferencia en la determinación de la fuerza entre (1) y (2) de 26.10.2(e) que exceda del 5 por ciento en los miembros pretensados o del 7 por ciento en las construcciones postensadas, a menos que el profesional facultado para diseñar apruebe algo diferente.

(g) La pérdida total de preeforzado debida al acero de preeforzado roto que no es reemplazado no debe exceder del 2 por ciento del preeforzado total.

R26.10.1(f) En PTI M50.3 y PTI M55.1 se dan guías sobre los requisitos de los ductos para tendones adheridos

R26.10.1(g) PTI M55.1 da pautas para la especificación del mortero de inyección para tendones adheridos.

TM

R26.10.2(e) Las mediciones de la elongación para miembros preeforzados debe estar de acuerdo con los procedimientos indicados en el *Manual for Quality Control for Plants and Production of Structural Precast Concrete Products* (MNL 117), publicado por Precast/Prestressed Concrete Institute.

26

R26.10.2(f) La tolerancia del 5 por ciento refleja principalmente la experiencia con la producción de miembros de concreto pretensados. Puesto que el refuerzo preeforzado de miembros pretensados habitualmente se tensiona al aire con efectos de fricción mínimos, se ha mantenido el 5 por ciento de tolerancia para dichos miembros. Para la construcción postensada, se permite una tolerancia levemente mayor. Las mediciones de elongación para una estructura postensada son afectadas por varios factores que son menos significativos, o que no existen para los miembros pretensados. La fricción a lo largo del acero de preeforzado en aplicaciones de postensado puede verse afectada en forma variable por las tolerancias de colocación y pequeñas irregularidades en el perfil del tendón debidas a la colocación del tendón y del concreto. Los coeficientes de fricción entre el acero de preeforzado y el ducto también varían.

R26.10.2(g) Esta disposición se aplica a todos los miembros de concreto preeforzado. Para los sistemas de losas postensadas construidas en obra, un miembro debe ser aquella porción considerada como una unidad en el diseño, tales como viguetas y el ancho efectivo en las losas con

REGLAMENTO

COMENTARIO

(h) Cuando la transferencia de fuerza desde los extremos del banco de pretensado se efectúe cortando el acero de preesforzado con soplete, los puntos de corte y la secuencia de cortado deben predeterminarse con el objeto de evitar esfuerzos temporales no deseados en miembros pretensados.

(i) Los tramos largos de torones pretensados expuestos deben cortarse lo más cerca posible del miembro para reducir al mínimo los impactos en el concreto.

(j) El acero preesforzado en los miembros postensados no debe tensarse hasta que la resistencia a la compresión del concreto sea al menos de 2500 lb./pulg.² para los tendones de un torón o para barras o de a lo menos 4000 lb./pulg.² para tendones de varios torones, o una resistencia mayor si se requiere. En 26.10.2(k) se presenta una excepción a estos requisitos de resistencia.

(k) Se permite una resistencia menor a la compresión del concreto que la requerida en 26.10.2(j) siempre que se cumpla con (1) ó (2):

- (1) Se usen dispositivos de anclaje sobre dimensionados para compensar la menor resistencia a compresión.
- (2) El acero de preesforzado esté tensionado a no más del 50 por ciento de la fuerza final del preesforzado.

26.11 — Cimbras y encofrados

26.11.1 Diseño de las cimbras y encofrados

viguetas en una dirección, o la franja de columna o franja central en los sistemas de placas planas en dos direcciones.

R26.10.2(k) Para limitar la fisuración temprana por retracción, los tendones de un torón se tensionan algunas veces con resistencias del concreto de menos de 2500 lb./pulg.². En estos casos, se usan anclajes sobredimensionados de un torón, o bien, los torones se tensionan por etapas, a menudo a niveles de la tercera parte a la mitad de la fuerza final de preesforzado..

TM R26.11 — Cimbras y encofrados

R26.11.1 Diseño de las cimbras y encofrados —

Normalmente, el constructor es el responsable del diseño de las cimbras y encofrados. El Reglamento da los requisitos mínimos de desempeño de las cimbras y encofrados, necesarios para la seguridad y la salud pública. Las cimbras y encofrados para el concreto, incluyendo su diseño, construcción y remoción exigen el mejor criterio y una acertada planificación, con el fin de que sean tanto económicos como seguros. En “Guide to Formwork for Concrete” (ACI 347) se da información detallada acerca de las cimbras y encofrados para el concreto. Presenta recomendaciones dirigidas principalmente a los constructores en cuanto al diseño, la construcción y los materiales de las cimbras y encofrados para estructuras especiales, y además ayuda al profesional facultado para diseñar a preparar los documentos de construcción.

Formwork for Concrete, ACI SP-4 es un instructivo para constructores, ingenieros y arquitectos siguiendo las guías establecidas en ACI 347. Se analiza la planificación, construcción y uso de las cimbras y encofrados, incluyendo tablas, diagramas y fórmulas para las cargas de diseño de las cimbras y encofrados.

El ACI 301 Sección 2 presenta referencias sobre las especificaciones para cimbras y encofrados.

R26.11.1.1 La Sección 24.2.5 cubre los requisitos relativos a deflexiones de miembros apuntalados y sin apuntalar.

26.11.1.1 Información sobre el diseño:

(a) Requisitos para el constructor relacionados con el diseño, fabricación, instalación y remoción de las cimbras y encofrados.

(b) Localización de los miembros compuestos que requieren

REGLAMENTO**COMENTARIO**

apuntalamiento.

- (c) Requisitos para el retiro del apuntalamiento de los miembros compuestos.

26.11.1.2 Requisitos de construcción a cumplir:

- (a) El diseño de cimbras y encofrados debe considerar de (1) hasta (5):
- (1) Método de colocación del concreto
 - (2) Velocidad de colocación del concreto
 - (3) Cargas de construcción, incluyendo cargas verticales, horizontales y de impacto
 - (4) Evitar el daño a la estructura previamente construida
 - (5) Para miembros de concreto preeforzado, permitir desplazamientos del miembro sin causar daños durante la aplicación de la fuerza de preeforzado.
- (b) La fabricación e instalación de las cimbras y encofrado debe resultar en una estructura que cumpla con la forma, los niveles y las dimensiones de los miembros según lo indicado en los documentos de construcción.
- (c) Las cimbras y encofrados deben ser suficientemente herméticos para impedir la fuga del mortero.
- (d) Las cimbras y encofrados deben estar adecuadamente arriostrados o amarrados entre sí, de tal manera que conserven su posición y forma.

26.11.2 Descimbrado

26.11.2.1 Requisitos de construcción a cumplir:

- (a) Con anterioridad al inicio de la construcción, el constructor debe definir un procedimiento y una programación para el descimbrado y para la instalación de los reapuntalamientos, y para calcular las cargas transferidas a la estructura durante el proceso.
- (b) El análisis estructural y los datos sobre resistencia del concreto empleados en la planificación e implementación del descimbrado y retiro de apuntalamientos deben ser entregados por el constructor al profesional facultado para diseñar y a la autoridad competente cuando lo requieran.
- (c) Solamente cuando la estructura, en su estado de avance, en conjunto con las cimbras y apuntalamiento aún existentes tengan suficiente resistencia para soportar de manera segura su propio peso y las cargas colocadas sobre ella, pueden apoyarse cargas de construcción sobre la estructura o descimbrar cualquier porción de ella.
- (d) La demostración de que la resistencia es adecuada debe basarse en un análisis estructural que tenga en cuenta las cargas propuestas, la resistencia del sistema de encofrado y cimbra, y la resistencia del concreto.

R26.11.2 Descimbrado

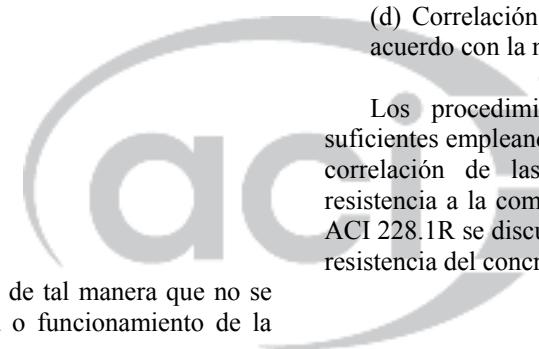
R26.11.2.1 Para determinar el tiempo de descimbrado deben considerarse las cargas de construcción, resistencia del concreto en sitio y las posibles deflexiones mayores a las aceptables para el profesional facultado para diseñar (ACI 347 y ACI 347.2R). Las cargas de construcción pueden ser mayores a las cargas vivas especificadas. A edades tempranas, una estructura puede ser capaz de soportar las cargas aplicadas, pero puede deflectarse lo suficiente para causar problemas de funcionamiento.

El descimbrado en construcciones de varios pisos debe formar parte de un procedimiento planificado, en el cual se tomen en consideración el soporte temporal de la totalidad de la estructura y de cada uno de los miembros estructurales individuales. Dicho procedimiento debe planearse antes de iniciar la construcción y se debe basar en un análisis estructural, tomando en consideración, por lo menos de (a) hasta (e):

- (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 concreto en el sitio en las diversas etapas durante la construcción;
- (c) La influencia de las deformaciones de la estructura y del sistema de apuntalamiento en la distribución de las cargas muertas y 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, descimbrado y reapuntalamiento, incluyendo los lapsos mínimos entre

REGLAMENTO

(e) El estimativo de la resistencia del concreto en sitio debe estar basado en ensayos de probetas curadas en obra o bien por otros procedimientos para evaluar la resistencia del concreto aprobados por el profesional facultado para diseñar y, cuando se requiera, aprobado por la autoridad competente.



(f) El descimbrado debe realizarse de tal manera que no se afecte negativamente la seguridad o funcionamiento de la estructura.

(g) El concreto expuesto por el descimbrado debe tener suficiente resistencia para no ser dañado por la operación de descimbrado.

(h) Las cimbras para miembros de concreto preeforzado no deben ser removidas hasta que se haya aplicado suficiente preefuerzo para permitir que el miembro soporte su propio peso y las cargas de construcción previstas.

(i) No se pueden apoyar en la estructura sin apuntalar cargas de construcción que excedan la suma de las cargas muertas más vivas utilizadas en el diseño, a menos que por medio de un análisis estructural se demuestre que existe resistencia suficiente para sostener estas cargas adicionales.

26.12 — Evaluación y aceptación del concreto

26.12.1 Generalidades

26.12.1.1 Requisitos de construcción a cumplir:

(a) Un ensayo de resistencia debe ser el promedio de las resistencias de al menos dos probetas de 6 por 12 pulg. o de al menos tres probetas de 4 por 8 pulg., preparadas de la misma muestra de concreto y ensayadas a 28 días o a la edad de ensayo designada para la determinación de f'_c .

COMENTARIO

las diversas operaciones;

(e) Cualquier otra carga o condición que afecte la seguridad o funcionamiento de la estructura durante la construcción.

El ACI 347.2R entrega información para el apuntalamiento y reapuntalamiento de construcciones de varios pisos.

R26.11.2.1 (e) La evaluación de la resistencia del concreto durante la construcción puede llevarse a cabo utilizando probetas curadas en obra, o mediante otros procedimientos aprobados por el profesional facultado para diseñar y, cuando se requiera, por la autoridad competente y tomando en consideración de (a) hasta (d):

(a) Ensayos de cilindros fabricados en obra, de acuerdo con la norma ASTM C873. El empleo de este método está limitado a losas de concreto cuyo espesor sea de 5 a 12 pulg.

(b) Resistencia a la penetración de acuerdo con la norma ASTM C803;

(c) Resistencia a la extracción de acuerdo con la norma ASTM C900;

(d) Correlación y mediciones del factor de madurez, de acuerdo con la norma ASTM C1074.

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 compresión de cilindros o de núcleos. En el ACI 228.1R se discute el uso de estos métodos para evaluar la resistencia del concreto en la obra.

R26.11.2.1(i) Con frecuencia, la carga viva nominal especificada en los planos es reducida para los miembros que soportan grandes áreas de piso, y el límite de las cargas de construcción debe considerar esas reducciones.

26.12 — Evaluación y aceptación del concreto

26.12.1 Generalidades

R26.12.1.1(a) Podría ser deseable contar con más de un número mínimo de probetas de ensayo de manera que permita el descarte de cilindros individuales con resistencia fuera de rango según el ACI 214R. Cuando las resistencias de cilindros individuales son descartadas de acuerdo con el ACI 214R, un

REGLAMENTO**COMENTARIO**

- (b) La entidad o laboratorio que realice los ensayos de aceptación debe cumplir con la norma ASTM C1077.
- (c) Los ensayos de concreto fresco realizados en la obra, la preparación de probetas que requieran de un curado bajo condiciones de obra, la preparación de probetas que se vayan a ensayar en laboratorio y el registro de temperaturas del concreto fresco mientras se preparan las probetas de resistencia debe ser realizado por técnicos calificados en ensayos de campo.
- (d) Los ensayos de laboratorio deben ser realizados por técnicos de laboratorio calificados.
- (e) Los informes de los ensayos de aceptación se deben distribuir al profesional facultado para diseñar, al constructor, al productor del concreto, y, cuando se requiera, al propietario y a la autoridad competente.

ensayo de resistencia es válido siempre que se promedien las resistencias de al menos dos cilindros individuales de 6 por 12 pulg. o de al menos tres cilindros de 4 por 8 pulg. Las resistencias de todos los cilindros individuales que no hayan sido descartados según ACI 214R deben ser usadas para calcular la resistencia promedio. El tamaño y el número de las probetas que representan un ensayo de resistencia deben mantenerse constantes para cada clase de concreto. El tamaño de los cilindros debe ser acordado entre el propietario, el profesional facultado para diseñar, y la entidad que realice los ensayos antes de iniciar la construcción.

El ensayo de tres en vez de dos cilindros de 4 por 8 pulg. mantiene el nivel de confianza de la resistencia promedio ya que los cilindros de 4 por 6 pulg. tienden a tener variabilidades propias de ensayo aproximadamente un 20 por ciento mayores que las correspondientes para ensayos de cilindros de 6 por 12 pulg. (Carino et al. 1994).

R26.12.1.1(b) La norma ASTM C1077 define las funciones, responsabilidades y los requisitos técnicos mínimos del personal del laboratorio y los requisitos técnicos de los equipos para ensayar concreto y sus agregados. Las entidades o laboratorios que realicen ensayos de cilindros y núcleos para determinar el cumplimiento de los requisitos del Reglamento deben estar acreditados o someterse a inspección para verificar el cumplimiento de los requisitos de la norma ASTM C1077 por parte de una autoridad de evaluación reconocida.

R26.12.1.1(c) Los técnicos de campo y laboratorio pueden establecer su calificación certificándose a través de programas de certificación. Los técnicos de campo a cargo del muestreo del concreto, de ensayos de asentamiento, densidad, rendimiento, contenido de aire y temperatura; y de la fabricación y curado de probetas deben estar certificados de acuerdo con los requisitos del programa de certificación ACI para Técnicos en Ensayos de campo — Grado 1, los requisitos de la norma ASTM C1077, o un programa equivalente.

R26.12.1.1(d) El personal de ensayo de laboratorio debe estar certificado de acuerdo con los requisitos del programa de certificación de ACI para Técnico en Ensayos de Concreto en Laboratorio - Nivel 1, el programa de certificación de ACI para Técnico en Ensayo de Resistencia del Concreto, los requisitos de la norma ASTM C1077, o un programa equivalente.

R26.12.1.1(e) El Reglamento requiere que los informes se distribuyan a las partes responsables del diseño, construcción y aprobación del trabajo. Los contratos de inspección y de servicio de ensayos deben indicar a quiénes se les distribuyen los informes. La distribución oportuna de los informes permite la identificación oportuna tanto de cumplimiento como de la necesidad de tomar acciones correctivas. Un registro completo de ensayos permite al productor del concreto establecer de una manera confiable la resistencia promedio requerida para futuros trabajos.

REGLAMENTO**COMENTARIO****26.12.2 Frecuencia de los ensayos****26.12.2.1 Requisitos de construcción a cumplir:**

(a) Las muestras para los ensayos de resistencia de cada clase de concreto colocado cada día deben tomarse de acuerdo con (1) hasta (3):

- (1) Al menos una vez al día
- (2) Al menos una vez cada 150 yd³ de concreto
- (3) Al menos cada 5000 pie² de superficie de losas o muros

(b) Cuando en un proyecto dado el volumen total de concreto sea tal que la frecuencia de ensayos proporcione menos de cinco ensayos de resistencia para cada clase dada de concreto, los ensayos deben hacerse por lo menos en cinco tandas de mezclado seleccionadas al azar, o en cada tanda cuando se empleen menos de cinco.

(c) Cuando la cantidad total de una clase dada de concreto sea menor que 50 yd³, no se requieren ensayos de resistencia cuando evidencia de que la resistencia es satisfactoria se envíe a la autoridad competente y sea aprobada por ella.

26.12.3 Criterios para la aceptación de probetas curada en forma estándar**26.12.3.1 Requisitos de construcción a cumplir:**

(a) Las muestras para ensayos de aceptación deben cumplir con (1) y (2):

- (1) Las muestras para ensayos de resistencia deben tomarse de acuerdo con la norma ASTM C172.
- (2) Los cilindros para los ensayos de resistencia deben ser fabricados y curados de forma estándar de acuerdo con la norma ASTM C31 y deben ensayarse de acuerdo con la norma ASTM C39.

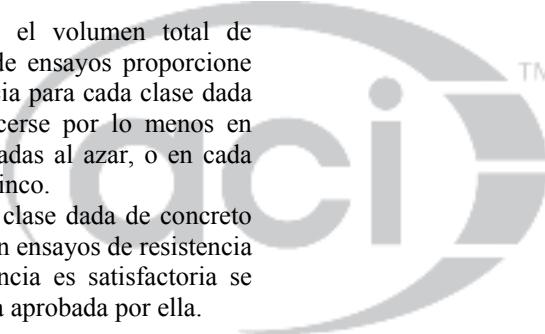
(b) El nivel de resistencia de una clase determinada de concreto se considera satisfactorio si cumple con (1) y (2):

- (1) Cada promedio aritmético de tres ensayos de resistencia consecutivos es igual o superior a f'_c .
- (2) Ningún resultado del ensayo de resistencia es menor que f'_c en más de 500 lb./pulg.² por debajo cuando f'_c es 5000 lb./pulg.² o menos; o en más de **0.10f'_c** por debajo cuando f'_c es mayor a 5000 lb./pulg.².

R26.12.2 Frecuencia de los ensayos

R26.12.2.1(a) Las muestras para los ensayos de resistencia deben tomarse estrictamente al azar, si se pretende evaluar adecuadamente la aceptabilidad del concreto. Para ser representativa, la elección del momento de muestreo o de las tandas de mezclado de concreto a muestrearse, debe hacerse al azar dentro del período de colocación. Las tandas de mezclado de donde se van a tomar las muestras no deben seleccionarse con base en la apariencia, la conveniencia, u otros criterios sesgados pues los conceptos estadísticos perderían su validez. El método de la norma ASTM D3665 describe los procedimientos para la selección aleatoria de las tandas de mezclado a ensayar. No debe hacerse más de un ensayo (como se define en 26.12.2.1(a)) de una sola tanda de mezclado, y no debe agregarse agua al concreto una vez que se haya tomado la muestra.

Sólo debe considerarse una cara de la losa o muro al calcular su superficie. Si el espesor promedio de la losa o del muro es menor que 9-3/4 pulg., el criterio (3) requiere de un muestreo mayor a una vez por cada 150 yd³ colocadas.

**R26.12.3 Criterios para la aceptación de probetas curada en forma estándar**

R26.12.3.1 La evaluación y aceptación del concreto se puede realizar inmediatamente a medida que los resultados de los ensayos se reciben durante el transcurso de la construcción del proyecto. En ocasiones se pueden dar ensayos de resistencia que no cumplen con estos criterios, con una probabilidad de aproximadamente uno en 100 ensayos (ACI 214R), aun cuando el nivel de resistencia y la uniformidad del concreto sean satisfactorios. Debe haber tolerancia para tales desviaciones estadísticas previsibles al decidir si el nivel de resistencia que se produce es adecuado o no. Los criterios para la aceptación de la resistencia de 26.12.3.1(b) se aplican a los resultados de los ensayos de los cilindros de 4 por 8 pulg. o 6 por 12 pulg. como se permite en 26.12.1.1(a). La diferencia promedio (Carino et al. 1994) entre los resultados de los ensayos obtenidos de los dos tamaños de probetas no se considera significativa para el diseño.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

(c) Cuando no se cumpla con cualquiera de los dos requisitos de 26.12.3.1(b), deben tomarse las medidas necesarias para incrementar el promedio de los resultados de los siguientes ensayos de resistencia.

R26.12.3.1(c) Las medidas que se tomen con el fin de incrementar el nivel promedio de los resultados de los ensayos de resistencia del concreto dependen de las circunstancias particulares, pero deben incluir uno o más de (a) hasta (g):

- (a) Incremento del contenido de material cementante.
- (b) Mejor control o reducción del contenido de agua.
- (c) Uso de un aditivo reductor de agua para mejorar la dispersión de los materiales cementantes.
- (d) Otras variaciones en la dosificación de la mezcla.
- (e) Reducción del tiempo de entrega.
- (f) Control más estricto del contenido de aire.
- (g) Mejoramiento de la calidad de los ensayos, lo que incluye un estricto cumplimiento de las normas de ensayo ASTM C172, ASTM C31 y ASTM C39.

Tales variaciones en los procedimientos de operación y ensayo, o las variaciones en el contenido de material cementante o contenido de agua, no requieren de una nueva formulación de la mezcla; no obstante, variaciones 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.

(d) Cuando no se cumplen los requisitos de 26.12.3.1(b)(2), se aplican los requisitos para investigar resultados de ensayos con baja resistencia.

26.12.4 Investigación de los resultados de ensayos con baja resistencia

26.12.4.1 Requisitos de construcción a cumplir:

R26.12.4 Investigación de los resultados de ensayos con baja resistencia

R26.12.4.1 Se dan instrucciones respecto al procedimiento que debe seguirse cuando los ensayos de resistencia no cumplen con los criterios de aceptación, especificados en 26.12.3.1(b)(2) ó 26.5.3.2(e). Estas instrucciones solo son aplicables en la evaluación en sitio de la resistencia en el momento de la construcción. La evaluación de la resistencia de estructuras existentes está cubierta en el Capítulo 27. La autoridad competente debe utilizar criterio acerca de la verdadera importancia de los resultados bajos y si se justifica preocuparse. Si se juzga necesario efectuar investigaciones adicionales, como se describe en ACI 228.1R, o en casos extremos, ensayos de resistencia de núcleos tomados de la estructura.

Los ensayos no destructivos del concreto en obra, tales como penetración de sonda (ASTM C803), esclerómetro (martillo de rebote) (ASTM C805) o arrancamiento (ASTM C900) pueden ser útiles para determinar si una porción de la estructura realmente contiene o no concreto de baja resistencia. Dichos ensayos son valiosos principalmente si se realizan para hacer comparaciones dentro de la misma obra, más que como mediciones cuantitativas de resistencia.

Para núcleos, si se requieren, se dan criterios de aceptación conservadores capaces de asegurar la capacidad estructural para casi cualquier tipo de construcción (Bloem 1968 y 1965; Malhotra 1976 y 1977). Las resistencias bajas pueden, por supuesto, tolerarse en muchas circunstancias, pero esto queda a juicio de la autoridad competente y del

REGLAMENTO

COMENTARIO

(a) Si cualquier ensayo de resistencia de cilindros curados de forma estándar es menor que f'_c por más de los valores límite permitidos para la aceptación, o si los ensayos de cilindros curados en la obra indican deficiencia de protección y de curado, deben tomarse medidas para asegurar que no está en peligro la capacidad de carga de la estructura.

(b) Si se confirma la posibilidad que el concreto tiene resistencia baja y los cálculos indican que la capacidad de soportar las cargas se redujo significativamente, deben permitirse ensayos de núcleos extraídos de la zona en cuestión de acuerdo con la norma ASTM C42. En esos casos deben tomarse tres núcleos por cada resultado del ensayo de resistencia que sea menor a f'_c por más del límite de aceptación permitido.

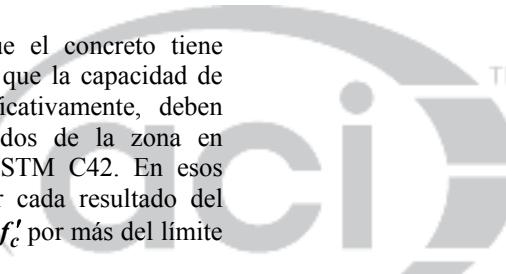
(c) Los núcleos deben ser extraídos, la humedad debe preservarse colocando los núcleos dentro de recipientes o bolsas herméticas, deben ser transportados al laboratorio y ensayarse de acuerdo con la norma ASTM C42. Los núcleos deben ser ensayados no antes de 48 horas y no más tarde de los 7 días de que sean extraídos, a menos que el profesional facultado para diseñar apruebe algo diferente. Quien especifique los ensayos mencionados en la norma ASTM C42 debe ser el profesional facultado para diseñar o la autoridad competente.

(d) El concreto de la zona representada por los núcleos se considera estructuralmente adecuado cuando se cumplen (1) y (2):

profesional facultado para diseñar. Cuando los ensayos de núcleos, realizados de acuerdo con 26.12.4.1(c) no cumplan con 26.12.4.1(d), puede ser útil, especialmente en el caso de sistemas de cubierta o entrepiso, que la autoridad competente solicite una evaluación de la resistencia como se describe en el Capítulo 27. Antes de realizar una prueba de carga, si el tiempo y las condiciones lo permiten, puede hacerse un esfuerzo para mejorar la resistencia del concreto, recurriendo a un curado húmedo suplementario. La efectividad de dicho tratamiento debe ser verificada mediante evaluaciones adicionales de resistencia, por medio de los procedimientos anteriormente expuestos.

El Reglamento, según lo establecido, se preocupa por garantizar la seguridad estructural; y las investigaciones (26.12.4) están dirigidas a ese objetivo. No es función del Reglamento asignar responsabilidades por deficiencias en la resistencia.

R26.12.4.1(a) Cuando la resistencia de los cilindros curados en obra no cumple con 26.5.3.2(e), se deben tomar medidas para mejorar el curado. Si los ensayos adicionales realizados en obra confirman una posible deficiencia en la resistencia del concreto en la estructura, se pueden requerir ensayos de núcleos para evaluar si la estructura es adecuada.



R26.12.4.1(c) El empleo de una broca enfriada por agua produce un núcleo con una diferencia de humedad entre la superficie exterior y el interior. Este gradiente reduce la resistencia a compresión aparente del núcleo (Bartlett and MacGregor 1994). La restricción a la fecha más temprana de ensayo proporciona un tiempo mínimo para que el gradiente de humedad se disipe. El tiempo máximo entre la extracción del núcleo y su ensayo intenta asegurar el ensayo oportuno de los núcleos cuando la resistencia del concreto está en duda. Las investigaciones (Bartlett and MacGregor 1994) también han demostrado que los procedimientos para humedecer o secar los núcleos, afectan la resistencia a la compresión medida y tienen como resultado condiciones que no son representativas de estructuras que están secas o húmedas en servicio. Por lo tanto, para proporcionar condiciones de humedad reproducibles, que sean representativas de las condiciones del lugar, se recomienda un procedimiento estándar de acondicionamiento de la humedad que permita la disipación de los gradientes de humedad en los núcleos. La norma ASTM C42 permite a quien especifica los ensayos modificar la duración especificada para adaptarse a las condiciones de humedad antes de realizar los ensayos.

R26.12.4.1(d) Los ensayos de núcleos que tengan un promedio del 85 por ciento de la resistencia especificada son realistas (Bloem 1968). No es realista esperar que los ensayos

REGLAMENTO**COMENTARIO**

- (1) El promedio de tres núcleos es por lo menos igual al 85 por ciento de f'_c
 (2) Ningún núcleo tiene una resistencia menor del 75 por ciento de f'_c .

- (e) Cuando los núcleos den valores erráticos, se debe permitir extraer núcleos adicionales de la misma zona.
 (f) Si los criterios no se cumplen, y si la seguridad estructural permanece en duda, la autoridad competente está facultada para ordenar pruebas de carga de acuerdo con el Capítulo 27 para la parte dudosa de la estructura, o para tomar otras medidas según las circunstancias.

26.12.5 Aceptación del concreto reforzado con fibras de acero**26.12.5.1 Requisitos de construcción a cumplir:**

- (a) El concreto reforzado con fibra de acero utilizado para resistencia a cortante debe cumplir con (1) hasta (3):
 (1) El criterio de aceptación de resistencia a la compresión del concreto para probetas curadas en forma estándar.
 (2) La resistencia residual obtenida en el ensayo a flexión realizado de acuerdo con la norma ASTM C1609 cuando se llega a una deflexión en el centro de la luz igual a 1/300 de la luz es por lo menos el mayor de (i) y (ii):
 (i) 90 por ciento de la resistencia del primer pico de resistencia obtenido en el ensayo a flexión y
 (ii) 90 por ciento de la resistencia correspondiente a $7.5\sqrt{f'_c}$.
 (3) La resistencia residual obtenida en el ensayo a flexión realizado de acuerdo con la norma ASTM C1609 cuando se llega a una deflexión en el centro de la luz igual a 1/150 de la luz es por lo menos el mayor entre (i) y (ii):
 (i) 75 por ciento de la resistencia del primer pico de resistencia obtenido en el ensayo a flexión y
 (ii) 75 por ciento de la resistencia correspondiente a $7.5\sqrt{f'_c}$.

26.13 — Inspección**26.13.1 Generalidades**

26.13.1.1 Las construcciones de concreto deben ser inspeccionadas de acuerdo con el reglamento general de construcción.

de núcleos den resistencias iguales a f'_c , ya que las diferencias en el tamaño de las probetas, el grado de consolidación y los procedimientos de curado no permiten que se obtengan valores iguales. Los criterios de aceptación de las resistencia por medio de núcleos se han establecido teniendo en consideración que los núcleos para investigar los resultados de ensayos con baja resistencia usualmente se extraen a edades posteriores a las especificadas para la determinación de f'_c . El Reglamento no pretende que las resistencias de los núcleos sean ajustadas a las edades de los núcleos con el fin de satisfacer 26.12.4.1(d).

R26.12.5 Aceptación del concreto reforzado con fibras de acero

R26.12.5.1 Los criterios por desempeño de la norma ASTM C1609 se basan en los resultados de ensayos a flexión (Chen et al. 1995) realizados en concretos reforzados con fibra de acero con contenidos y tipos de fibra similares a los usados en los ensayos de vigas que sirvieron de base para 9.6.3.1.

El término “resistencia residual” se define en la norma ASTM C1609 y se relaciona con la capacidad del concreto reforzado con fibras para resistir tracción. La resistencia de $7.5\sqrt{f'_c}$ es consistente con el módulo de ruptura de diseño del concreto dado por la ecuación (19.2.3.1).

26

R26.13 — Inspección

R26.13 Generalidades — La calidad de las estructuras de concreto reforzado 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 documentos de construcción. El comportamiento adecuado de

REGLAMENTO

26.13.1.2 En ausencia de un reglamento general de construcción, las construcciones de concreto deben ser inspeccionadas durante todas las etapas de la obra por, o bajo la supervisión de un profesional facultado para diseñar o por un inspector calificado.

COMENTARIO

la estructura depende de que la construcción represente correctamente el diseño y cumpla con los requisitos del Reglamento dentro de las tolerancias permitidas.

R26.13.1.2 Debe considerarse la posibilidad de que la inspección de la construcción se lleve a cabo por o bajo la supervisión del profesional facultado para diseñar, ya que la persona a cargo del diseño es la mejor calificada para comprobar si la construcción está de acuerdo con los documentos de construcción. Cuando no se contrate al profesional facultado para diseñar que haya realizado el diseño, puede realizarse la inspección de la construcción a través de otros profesionales facultados para diseñar, o mediante organismos independientes con capacidad demostrada para llevar a cabo la inspección.

Los inspectores deben demostrar su competencia certificándose para inspeccionar y registrar los resultados de construcción con concreto, incluyendo la preparación antes de la colocación, la colocación y las operaciones posteriores a la colocación a través del programa “ACI Inspector Certification Program: Concrete Construction Special Inspector” o equivalente.

Cuando la inspección se hace en forma independiente del profesional facultado para diseñar, es recomendable que el profesional facultado para diseñar responsable del diseño sea contratado al menos para supervisar la inspección y para observar el trabajo y determinar si 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 el reglamento de construcción local, o con la autoridad competente, si existe alguno de esos requisitos en una jurisdicción específica. Los registros de inspección deben ser rápidamente remitidos al propietario, al profesional facultado para diseñar responsable del diseño, al constructor y a los contratistas que corresponda, a los proveedores que corresponda, y a la autoridad competente para permitir la identificación oportuna del cumplimiento o de la necesidad de tomar medidas correctivas.

La responsabilidad del inspector y el alcance de la inspección requerida debe establecerse en los contratos entre el propietario, el arquitecto, el ingeniero, el constructor y el inspector. Deben disponerse recursos apropiados para realizar y vigilar la inspección adecuadamente.

R26.13.1.3 El significado de inspección en el Reglamento no implica que el inspector deba supervisar las operaciones de construcción. Más bien, quiere decir 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 los documentos de construcción. La frecuencia debe ser, al menos, suficiente para proporcionar un conocimiento general de cada operación.

La inspección no libera en ninguna forma al constructor de la obligación de seguir los documentos de construcción, y de proporcionar la calidad y cantidad designadas de materiales y mano de obra necesaria para todas las etapas de la obra.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

El Reglamento establece los requisitos mínimos para la inspección de todas las estructuras comprendidas dentro de su alcance. No constituye una especificación de construcción, y cualquier usuario del Reglamento puede requerir niveles de inspección más estrictos, si son necesarios algunos requisitos adicionales. Los procedimientos recomendados para la organización y desarrollo de la inspección del concreto se ilustran con detalle en ACI 311.4R “Guide for Concrete Inspection”. Este documento sirve como guía para propietarios, arquitectos e ingenieros acerca de la organización de un programa de inspección. En el “ACI Manual of Concrete Inspection” (SP-2) preparado por el Comité ACI 311, se presentan en detalle los métodos de inspección de construcciones de concreto que, en términos generales, se aceptan como buena práctica. Está destinado a ser un suplemento de las especificaciones y una guía en aquellos aspectos que no cubren las especificaciones.

26.13.1.4 Para pórticos especiales resistentes a momento, debe hacerse una inspección continua de la colocación del refuerzo y del concreto, realizada por un inspector calificado. El inspector debe estar bajo la supervisión del profesional facultado para diseñar responsable del diseño estructural o bajo la supervisión de un profesional facultado para diseñar que tenga una capacidad demostrada para supervisar la inspección de estos miembros, la colocación del refuerzo y del concreto.

26.13.2 *Registros de inspección*

26.13.2.1 Los registros de inspección deben documentar los miembros inspeccionados y deben ser desarrollados durante todas las etapas de la construcción por el profesional facultado para diseñar, el personal bajo su supervisión o el inspector calificado. Los registros de inspección deben conservarse al menos durante dos años después de la terminación del proyecto.

26.13.2.2 Los registros de inspección deben incluir de (a) hasta (d):

- (a) Avance general de la obra.
- (b) Cualquier carga de construcción significativa aplicada sobre entrepisos, miembros o muros terminados.
- (c) Fecha y hora de mezclado, cantidad, dosificación de los materiales usados, localización aproximada en la estructura y resultados de los ensayos de las propiedades del concreto fresco y endurecido de todas las clases de mezclas de concreto usadas en la obra.
- (d) Cuando la temperatura ambiente sea menor que 40°F o mayor que 95°F, debe llevarse un registro de las temperaturas del concreto y de la protección dada al concreto durante su colocación y curado.

R26.13.2 *Registros de inspección*

R26.13.2.1 Se requiere un registro de inspección en caso de que surjan dudas relacionadas con el comportamiento de la estructura o de los miembros. También es deseable contar con registros fotográficos del progreso de la construcción.

El reglamento general de construcción u otros requisitos legales pueden exigir que los registros se conserven por más de dos años.

R26.13.2.2(d) El término “temperatura ambiente” significa la temperatura del medio ambiente al cual está expuesto directamente el concreto. La temperatura del concreto mencionada en esta sección puede considerarse como la temperatura superficial del concreto. Las temperaturas superficiales pueden ser determinadas colocando sensores de temperatura en contacto con las superficies de concreto o entre las superficies de concreto y los cobertores usados para el curado, como las frazadas de aislamiento o

REGLAMENTO**COMENTARIO**

láminas plásticas.

26.13.2.3 Los registros de ensayos deben ser revisados para verificar el cumplimiento de 20.2.2.5 cuando se usa la norma ASTM A615 de refuerzo corrugado para soportar fuerzas axiales y de flexión, o ambas, inducidas por sismo, en miembros de pórticos y muros estructurales especiales y componentes de muros estructurales especiales incluyendo vigas de acople y machones de muros.

26.13.3 Elementos que requieren inspección

26.13.3.1 A menos que se especifique de otro modo el reglamento general de construcción, los ítems que deben ser verificados e inspeccionados, deben ser inspeccionados permanente o periódicamente, de acuerdo con 26.13.3.2 y 26.13.3.3.

26.13.3.2 Los ítems que requieren una inspección continua incluyen de (a) hasta (d):

- (a) La colocación del concreto.
- (b) El tensionamiento del acero de preesforzado y la colocación del mortero de inyección en tendones adheridos.
- (c) La instalación de anclajes adheridos horizontales o inclinados hacia arriba para soportar cargas permanentes en tracción, de acuerdo con 17.8.2.4 y donde se requiera como una condición de la evaluación de la bondad del anclaje de acuerdo con ACI 355.4.
- (d) El refuerzo para pórticos especiales resistentes a momento.

26.13.3.3 Los ítems que requieren de una inspección periódica incluyen de (a) hasta (g):

- (a) La colocación del refuerzo, embebidos y tendones de postensado.
- (b) El método de curado y duración del curado de cada miembro.
- (c) Colocación y remoción de encofrados, cimbras y reapuntalamientos.
- (d) Secuencia de montaje y conexión de miembros prefabricados.
- (e) La verificación de la resistencia del concreto en obra antes de tensionar el refuerzo de postensado y antes de remover los puntales y encofrados de las vigas y losas estructurales.
- (f) La instalación de anclajes preinstalados, anclajes de expansión y anclajes con sobreperforación en su base, de acuerdo con 17.8.2.
- (g) La instalación de anclajes adheridos cuando no se requiere inspección continua, de acuerdo con 17.8.2.4 o como una condición de evaluación, de acuerdo con el ACI 355.4.

R26.13.3 Elementos que requieren inspección

R26.13.3.1 Se usó la Tabla 1705 del Capítulo 17 del IBC 2012 para determinar aquellos miembros que requieren una inspección permanente o periódica.

R26.13.3.3(d) Algunas jurisdicciones exigen una inspección continua de la secuencia de montaje y conexión de los miembros prefabricados, y además exigen la inspección del apuntalamiento, arriostramiento u otras medidas temporales.

R26.13.3.3(g) Los requisitos para la inspección de los anclajes adheridos provienen de tres fuentes: a) el reglamento general de construcción, que exige inspecciones periódicas para los anclajes en el concreto; b) la evaluación y

REGLAMENTO**COMENTARIO**

calificación del anclaje bajo los requisitos del ACI 355.4, que pueden requerir inspecciones periódicas o continuas con cargas de prueba dependiendo de los factores de reducción de resistencia asignados al anclaje; y c) los requisitos de 17.8, que exigen la inspección continua de anclajes que resisten cargas sostenidas a tracción en orientaciones específicas.



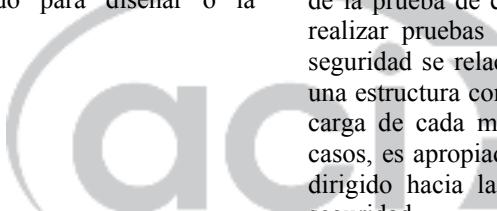
REGLAMENTO**COMENTARIO****NOTAS:****26**

REGLAMENTO**COMENTARIO****CAPÍTULO 27 — EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DE ESTRUCTURAS EXISTENTES****27.1 — Alcance**

27.1.1 Los requisitos de este capítulo deben aplicarse a la evaluación de la resistencia de estructuras existentes mediante métodos analíticos o pruebas de carga.

27.2 — Generalidades

27.2.1 Si existen dudas respecto a que una parte o toda una estructura cumple los requisitos de seguridad de este Reglamento y la estructura debe mantenerse en servicio, debe realizarse una evaluación de resistencia de acuerdo con lo requerido por el profesional facultado para diseñar o la autoridad competente.



27.2.2 Si los efectos de una deficiencia en la resistencia se entienden bien y es posible medir las dimensiones y propiedades de los materiales de los miembros que se requieren para llevar a cabo un análisis, se permite llevar a cabo una evaluación analítica de la resistencia basada en estas mediciones. Los datos necesarios deben determinarse de acuerdo con 27.3.

27.2.3 En el caso que los efectos de una deficiencia en la resistencia no se entiendan bien o no sea posible establecer las dimensiones y propiedades de los materiales a través de mediciones, se requiere una prueba de carga realizada de acuerdo con 27.4.

27.2.4 Si la duda respecto a una parte o a toda una estructura involucra deterioro, y si la respuesta observada durante la prueba de carga satisface los criterios de aceptación

R27 — EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DE ESTRUCTURAS EXISTENTES**R27.1 — Alcance**

R27.1.1 Los requisitos de este capítulo se pueden usar para evaluar si una estructura o una porción de ella cumplen con los requisitos de seguridad del Reglamento. Puede requerirse una evaluación de la resistencia si se considera que la calidad de los materiales es deficiente, si existe evidencia de construcción defectuosa, si la estructura se ha deteriorado, si una edificación será usada para una nueva función, o si, por cualquier razón, una estructura o parte de ella aparentemente no satisface los requisitos del Reglamento. En dichos casos, este capítulo proporciona guías para investigar la seguridad de la estructura. Este capítulo no cubre los ensayos de carga para la aprobación de nuevos métodos de diseño o construcción. La aceptación de materiales o sistemas alternativos está cubierta en 1.10.

R27.2 — Generalidades

R27.2.1 Si como parte del proceso de evaluación de la resistencia se recomienda una prueba de carga, es conveniente llegar a un acuerdo entre todas las partes involucradas acerca de la zona a probar, la magnitud de la carga, el procedimiento de la prueba de carga y los criterios de aceptación, antes de realizar pruebas de carga. Si las inquietudes respecto a la seguridad se relacionan con un conjunto de miembros o con una estructura completa, no es factible realizar una prueba de carga de cada miembro y sección del miembro. En dichos casos, es apropiado desarrollar un programa de investigación dirigido hacia las inquietudes específicas relacionadas con seguridad.

R27.2.2 Las consideraciones de resistencia relacionadas con carga axial, flexión, y carga axial y flexión combinadas se entienden bien. Existen teorías confiables que relacionan, en términos de datos dimensionales y de propiedades de los materiales de la estructura, la resistencia y las deformaciones a corto plazo asociadas con la carga. Para 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 utilizados y todos los demás detalles pertinentes.

R27.2.3 Si la resistencia a cortante o a adherencia de un miembro es crítica respecto a la inquietud expresada acerca de la seguridad de la estructura, un ensayo puede ser la solución más eficiente para eliminar o confirmar la duda. Un ensayo también puede ser apropiado si no es posible o práctico determinar las propiedades dimensionales y de los materiales requeridas para el análisis, aún si la causa de la inquietud se refiere a flexión o cargas axiales. Siempre que sea posible y apropiado, es deseable comprobar por medio de análisis los resultados de la prueba de carga.

R27.2.4 En estructuras que se estén deteriorando, la aceptación producto de la prueba de carga no debe suponerse como exenta de limitaciones en términos de su vida de

REGLAMENTO

de 27.4.5, se permite que la estructura o parte de ella se mantenga en servicio por un período de tiempo especificado por el profesional facultado para diseñar. Si el profesional facultado para diseñar lo considera necesario, deben realizarse reevaluaciones periódicas.

COMENTARIO

servicio al futuro. En dichos casos, es útil establecer un programa de inspecciones periódicas. Un programa que involucre ensayos físicos e inspecciones periódicas 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 carga viva a un nivel determinado como apropiado. El período de tiempo especificado entre inspecciones debe basarse en consideraciones acerca de (a) la naturaleza del problema, (b) los efectos ambientales y de carga, (c) la historia del funcionamiento de la estructura y (d) el 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 se vaya a mantener en servicio. Con el consentimiento 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 especificados en este capítulo.

27.3 — Evaluación analítica de la resistencia

27.3.1 Verificación de la condición existente

27.3.1.1 Deben establecerse las dimensiones de los miembros en las secciones críticas.

27.3.1.2 La localización y dimensiones del refuerzo debe determinarse mediante mediciones. Las ubicaciones del refuerzo se pueden basar en los planos disponibles, siempre que sean verificadas en la estructura en lugares representativos con el fin de confirmar la información contenida en los planos.

27

27.3.1.3 Si se requiere, un f'_c equivalente estimado debe basarse en resultados de ensayos de cilindros de la construcción original o ensayos de núcleos extraídos en la parte de la estructura cuya resistencia está en duda.

R27.3 — Evaluación analítica de la resistencia

R27.3.1 Verificación de la condición existente

R27.3.1.1 Las secciones críticas para los diferentes efectos de las cargas, tales como momento, fuerza cortante y fuerza axial, son ubicaciones donde los esfuerzos provocados por dichos efectos de las cargas alcanzan su máximo valor tal como se encuentran definidas para los diferentes tipos de miembros en el Reglamento. Las condiciones específicas en la estructura en evaluación pueden requerir secciones críticas adicionales. Por ejemplo, el deterioro podría definir una sección crítica.

R27.3.1.2 En miembros individuales, debe determinarse para las secciones críticas la cantidad, tamaño, disposición y ubicación del refuerzo diseñado para resistir la carga aplicada. En general son aceptables los métodos de investigación no destructivos. En grandes estructuras, puede ser suficiente determinar estos datos para un 5 por ciento del refuerzo localizado en cada región crítica, siempre y cuando las mediciones confirmen la información contenida en los planos disponibles.

R27.3.1.3 El Comité 214 del ACI ha desarrollado dos métodos para determinar el f'_c equivalente de los núcleos extraídos de estructuras existentes. Estos métodos están descritos en el ACI 214.4R y se basan en técnicas de análisis estadístico. Los procedimientos descritos son adecuados únicamente donde sea necesaria la determinación de un f'_c equivalente para evaluar la resistencia de una estructura existente y no deben ser usados para investigar resultados bajos de los ensayos de resistencia en construcciones nuevas, lo cual se considera en 26.12.4. El número de núcleos de ensayos puede depender del tamaño de la estructura y de la sensibilidad de la seguridad estructural a la resistencia del concreto para el problema dado. Para estimar un f'_c equivalente de los datos de cilindros originales de puede consultar Bartlett (2012). En casos donde el problema potencial involucre solamente la flexión, la investigación de la

REGLAMENTO**COMENTARIO**

27.3.1.4 El método para obtener y ensayar los núcleos debe cumplir con la norma ASTM C42.

27.3.1.5 Las propiedades del refuerzo se pueden basar en ensayos a tracción de nuestras representativas del material de la estructura en cuestión.

27.3.2 Factores de reducción de la resistencia

27.3.2.1 Si las dimensiones, tamaño y ubicación del refuerzo, y las propiedades de los materiales se determinan de acuerdo con 27.3.1, se puede incrementar el valor de ϕ con respecto a los valores dados en otras partes del Reglamento, pero ϕ no puede ser mayor que los valores de la Tabla 27.3.2.1.

Tabla 27.3.2.1 — Factores de reducción de resistencia máximos permisibles

Resistencia	Clasificación	Refuerzo transversal	ϕ máximo permisible
Flexión, axial o ambos	Controlados por tracción	Todos los casos	1.0
	Controlados por compresión	Espirales ^[1]	0.9
		Otros	0.8
Cortante, torsión o ambos			0.8
Aplastamiento			0.8

^[1]Las espirales deben cumplir con 10.7.6.3, 20.2.2 y 25.7.3.

27.4 — Evaluación de la resistencia mediante pruebas de carga

27.4.1 Generalidades

27.4.1.1 Las pruebas de carga deben efectuarse de tal forma que existan condiciones seguras para la vida humana y para la estructura durante la prueba.

27.4.1.2 Las medidas de seguridad no deben interferir con los procedimientos de la prueba de carga ni afectar los resultados.

27.4.1.3 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 de edad. Se puede realizar la prueba a una edad menor si el propietario de la estructura, el constructor, el profesional facultado para diseñar y todas las demás partes involucradas están de acuerdo.

27.4.1.4 Se permite que un miembro prefabricado que será parte de un miembro compuesto mediante concreto colocado en sitio, sea ensayado en flexión como un miembro prefabricado aislado de acuerdo con (a) y (b):

resistencia del concreto puede ser mínima para una sección reforzada ligeramente ($\rho f_y/f'_c \leq 0.15$ para una sección rectangular).

R27.3.1.5 El número de ensayos requeridos depende de la uniformidad del material en la estructura y debe ser definido por el profesional facultado para diseñar responsable de la evaluación.

R27.3.2 Factores de reducción de la resistencia

R27.3.2.1 Los factores de reducción de la resistencia son mayores que los especificados en Capítulo 21. Estos valores incrementados se justifican debido al uso de propiedades de los materiales obtenidas en el sitio y de las dimensiones reales.

R27.4 — Evaluación de la resistencia mediante pruebas de carga

REGLAMENTO

COMENTARIO

(a) Las cargas de ensayo pueden ser aplicadas sólo cuando los cálculos indiquen que el miembro prefabricado aislado no fallará a compresión o por pandeo.

(b) La carga de prueba debe ser la carga que, cuando se aplica al miembro prefabricado aislado, induce las mismas fuerzas totales en el refuerzo de tracción que las que se inducirían al cargar el miembro compuesto con las cargas de ensayo requeridas por 27.4.2.

27.4.2 Disposición de la carga de prueba y factores de carga

27.4.2.1 La disposición de la carga de prueba debe seleccionarse para maximizar las deflexiones, efectos de las cargas y esfuerzos en las zonas críticas de los miembros estructurales que se evalúan.

27.4.2.2 La carga total de ensayo, T_t , incluyendo la carga muerta ya presente, no debe ser menor que el mayor entre (a), (b) y (c):

$$(a) T_t = 1.15D + 1.5L + 0.4(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) \quad (27.4.2.2a)$$

$$(b) T_t = 1.15D + 0.9L + 1.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) \quad (27.4.2.2b)$$

$$(c) T_t = 1.3D \quad (27.4.2.2c)$$

27.4.2.3 Se permite reducir L en 27.4.2.2 de acuerdo con las disposiciones del reglamento general de construcción.

27

27.4.2.4 Se puede reducir el factor de carga para carga viva L de 27.4.2.2(b) a 0.45, excepto en estacionamientos, áreas ocupadas como lugares para reuniones públicas y áreas donde L sea mayor de 100 lb./pie².

27.4.3 Aplicación de la carga de prueba

27.4.3.1 La carga de prueba total, T_t , debe aplicarse en no menos de cuatro incrementos aproximadamente iguales.

27.4.3.2 La carga distribuida de prueba, T_t , 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.

27.4.3.3 Despues de que se ha aplicado el último incremento de carga, T_t debe permanecer sobre la estructura

R27.4.2 Disposición de la carga de prueba y factores de carga

R27.4.2.1 Es importante aplicar la carga en lugares en los cuales el efecto de ella con relación a la deficiencia en duda sea máximo y la posibilidad de que los miembros que no se están cargando tomen parte de la carga aplicada sea mínima. En los casos cuando el análisis muestre que los miembros adyacentes no cargados ayudan a soportar algo de la carga, la carga debe ajustarse para asegurar que fuerzas suficientes actúen en la región crítica de los miembros en evaluación.

R27.4.2.3 La carga viva L puede reducirse según lo permita el reglamento general de construcción que rija las consideraciones de seguridad de la estructura. La carga de prueba debe incrementarse para compensar la resistencia proporcionada por los sectores no cargados de la estructura en cuestión. El incremento de la carga de ensayo se determina a partir del análisis de las condiciones de carga en relación con los criterios de aceptación o rechazo definidos para la prueba.

R27.4.3 Aplicación de la carga de prueba

R27.4.3.1 Es recomendable inspeccionar el área de la estructura a la cual se aplica la carga de prueba después de cada incremento de carga para determinar si hay evidencia de daño. (Véase R27.4.5.1).

R27.4.3.2 El efecto de arco se refiere a la tendencia de la carga a transmitirse no uniformemente a los miembros ensayados a flexión. Por ejemplo, si una losa es cargada con un patrón uniforme de ladrillos en contacto entre ellos, el efecto de arco produce una reducción de la carga sobre la losa cerca del centro del vano.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

por al menos 24 horas a menos que aparezcan signos de daño, como se indica en 27.4.5.

27.4.3.4 Debe removese toda la carga de prueba tan pronto como sea posible después que se hayan realizado todas las mediciones de la respuesta.

27.4.4 Mediciones de la respuesta

27.4.4.1 Debe obtenerse el valor inicial de todas las mediciones de la respuesta, tales como deflexión, rotación, deformación unitaria, deslizamiento, ancho de fisura, en las ubicaciones donde se espere la respuesta máxima. Deben realizarse mediciones adicionales si así se requiere.

27.4.4.2 Debe obtenerse el valor inicial de todas las mediciones de la respuesta que sean pertinentes con antelación no mayor de una hora antes de la aplicación del primer incremento de carga.

27.4.4.3 Debe realizarse un conjunto de mediciones de la respuesta después de que se coloca cada incremento de carga, y después de que la carga total T_t haya permanecido sobre la estructura por al menos 24 horas.

27.4.4.4 Debe realizarse un conjunto final de mediciones de la respuesta 24 horas después que se haya removido T_t .

27.4.5 Criterio de aceptación

27.4.5.1 La porción de la estructura ensayada no debe mostrar descascaramiento o aplastamiento del concreto ni otras evidencias de falla.

27.4.5.2 Los miembros ensayados no deben tener fisuras que indiquen la inminencia de una falla a cortante.

R27.4.5 Criterio de aceptación

R27.4.5.1 La evidencia de falla incluye deterioro (fisuración, descascaramiento o deflexión), de tal magnitud y extensión que el resultado observado sea evidentemente excesivo e incompatible con los requisitos de seguridad de la estructura. No existen reglas simples aplicables para todos los tipos de estructura y condiciones. Si se ha producido un daño suficiente como para considerar que la estructura ha fallado la prueba, no se puede volver a realizar la prueba debido a que se considera que los miembros dañados no se deben poner en servicio, ni aún con cargas menores.

Los descascamientos o escamados locales del concreto en compresión en miembros a flexión, debidos a imperfecciones del encofrado, no indican necesariamente un deterioro estructural global. Los anchos de fisura son buenos indicadores del estado de la estructura y deben ser observados para ayudar a determinar si el estado de la estructura es satisfactorio. Sin embargo, no es probable que en condiciones de campo se pueda lograr una predicción o medición exacta del ancho de fisura en miembros de concreto reforzado. Es aconsejable establecer antes de la prueba los criterios relativos a los tipos de fisuras previstos, en donde se medirán las fisuras, como se medirán las fisuras, y para establecer límites o criterios aproximados para evaluar nuevas fisuras o límites para los cambios en el ancho de las fisuras existentes.

R27.4.5.2 Las fuerzas se transmiten a través del plano de una fisura de cortante por una combinación de trabazón de los agregados en la interfaz de la fisura, ayudada por la acción de sujeción de los estribos transversales y por la acción de espigo

REGLAMENTO**COMENTARIO**

27.4.5.3 En las zonas de miembros estructurales que no cuenten con refuerzo transversal, la aparición de fisuras estructurales inclinadas respecto al eje longitudinal y que tengan una proyección horizontal mayor que la altura del miembro en el punto medio de la fisura debe ser evaluada. Para miembros de altura variable, la altura debe medirse en la mitad central de la fisura.

27.4.5.4 En zonas de anclaje o empalmes por traslapo, la aparición a lo largo de la línea de refuerzo de una serie de fisuras cortas inclinadas o de fisuras horizontales debe ser evaluada.

27.4.5.5 Las deflexiones medidas deben cumplir con (a) o (b).

$$(a) \Delta_l \leq \frac{\ell_t^2}{20,000 h} \quad (27.4.5.5a)$$

$$(b) \Delta_r \leq \frac{\Delta_l}{4} \quad (27.4.5.5b)$$

27.4.5.6 Si no se cumple con 27.4.5.5, se puede repetir la prueba de carga siempre y cuando la segunda prueba de carga se inicie después de que hayan transcurrido 72 horas de la remoción de las cargas aplicadas externamente de la primera prueba de carga.

27.4.5.7 La porción de la estructura ensayada en la repetición de la prueba de carga debe considerarse aceptable si:

$$\Delta_r \leq \frac{\Delta_2}{5} \quad (27.4.5.7)$$

27.5 — Cargas de servicio reducidas

27.5.1 *Requisitos para cargas de servicio reducidas* — Si la estructura no cumple con las condiciones o criterios de 27.3 ó 27.4.5, se puede utilizar la estructura para un nivel menor de carga, con base en los resultados de la prueba de carga o del análisis, siempre y cuando lo apruebe la autoridad competente.

de los estribos que cruzan la fisura. Se supone que el miembro se aproxima a una falla inminente por cortante cuando la longitud de la fisura se alargue hasta aproximarse a una longitud horizontal proyectada igual a la altura del miembro y simultáneamente se ensanche a tal punto que se pierda la trabazón del agregado y los estribos transversales, si existen, comiencen a fluir o presenten una pérdida de anclaje como para amenazar su integridad.

R27.4.5.3 Las fisuras inclinadas pueden llevar a una falla frágil en miembros sin refuerzo transversal. Cuando no exista refuerzo transversal, es aconsejable evaluar todas las fisuras inclinadas.

R27.4.5.4 La fisuración a lo largo del eje del refuerzo en las zonas de anclaje puede estar relacionada con esfuerzos altos asociados con la transferencia de fuerzas entre el refuerzo y el concreto. Estas fisuras pueden ser una indicación de una falla frágil inminente del miembro si se encuentran asociadas al desarrollo del refuerzo principal. Es importante evaluar sus causas y consecuencias.

R27.4.5.5 Si la estructura no muestra evidencia de falla, se usa la recuperación de la deflexión después de remover la carga 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 campo pueden ser del mismo orden de magnitud de las deflexiones reales y de la recuperación. Para evitar penalizar a una estructura satisfactoria en esos casos, se omiten las mediciones de recuperación si la deflexión máxima es menor que $\ell_t^2/(20,000 h)$.

R27.5 — Cargas de servicio reducidas

R27.5.1 *Requisitos para cargas de servicio reducidas* — Excepto en el caso que existan miembros que hayan fallado durante la prueba de carga que (Véase 27.4.5), la autoridad competente puede permitir el uso de una estructura o miembro para un nivel menor de cargas permitidas si juzga, con base en los resultados de la evaluación de resistencia, que es seguro y apropiado.

REFERENCIAS DEL COMENTARIO

Documentos de comités del ACI y publicados por otras organizaciones que se citan en el comentario se listan primero por el designación del documento, año de publicación, su título completo, seguidos por documentos provenientes de autores listados en orden alfabético.

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)
 LRFDCONS-3-2010—LRFD Bridge Construction Specifications, Third Edition
 LRFDUS-6-2012—LRFD Bridge Design Specifications, Sixth Edition

American Concrete Institute (ACI)
 117-10—Specification for Tolerances for Concrete Construction and Materials
 201.2R-08—Guide to Durable Concrete
 209R-92(08)—Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperature Effects in Concrete Structures
 211.1-91(09)—Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete
 213R-03—Guide for Structural Lightweight-Aggregate Concrete
 214R-11—Guide to Evaluation of Strength Test Results of Concrete
 214.4R-10—Guide for Obtaining Cores and Interpreting Compressive Strength Results
 215R-92(97)—Considerations for Design of Concrete Structures Subjected to Fatigue Loading
 216.1-07—Code Requirements for Determining Fire Resistance of Concrete and Masonry Construction Assemblies
 222R-01—Protection of Metals in Concrete against Corrosion
 223R-10—Guide for the Use of Shrinkage-Compensating Concrete
 228.1R-03—In-Place Methods to Estimate Concrete Strength
 233R-03—Slag Cement in Concrete and Mortar
 234R-06—Guide for the Use of Silica Fume in Concrete
 237R-07—Self-Consolidating Concrete
 301-10—Specifications for Structural Concrete
 304R-00(09)—Guide for Measuring, Mixing, Transporting, and Placing Concrete
 305.1-06—Specification for Hot Weather Concreting
 305R-10—Guide to Hot Weather Concreting
 306R-10—Guide to Cold Weather Concreting
 306.1-90(02)—Standard Specification for Cold Weather Concreting
 307-08—Code Requirements for Reinforced Concrete Chimneys (ACI 307-08) and Commentary
 308R-01(08)—Guide to Curing Concrete
 309R-05—Guide for Consolidation of Concrete
 311.4R-05—Guide for Concrete Inspection
 311.6-09—Specification for Ready Mixed Concrete Testing Services

313-97—Standard Practice for Design and Construction of Concrete Silos and Stacking Tubes for Storing Granular Materials
 318-63—Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete
 318-11—Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary
 318.2-14—Building Code Requirements for Concrete Thin Shells (ACI 318.2-14) and Commentary
 332-14—Requirements for Residential Concrete Construction (ACI 332-14) and Commentary
 334.1R-92(02)—Concrete Shell Structures – Practice and Commentary
 334.2R-91—Reinforced Concrete Cooling Tower Shells – Practice and Commentary
 336.2R-88—Suggested Analysis and Design Procedures for Combined Footings and Mats
 336.3R-93(06)—Design and Construction of Drilled Piers
 347-04—Guide to Formwork for Concrete
 347.2R-05—Guide for Shoring/Reshoring of Concrete Multistory Buildings
 349-06—Code Requirements for Nuclear Safety-Related Concrete Structures (ACI 349-06) and Commentary
 350-06—Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures (ACI 350-06) and Commentary
 352R-02—Recommendations for Design of Beam-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures
 352.1R-11—Guide for Design of Slab-Column Connections in Monolithic Concrete Structures
 355.2-07—Qualifications of Post Installed Mechanical Anchors in Concrete and Commentary
 355.4-11—Qualification of Post-Installed Adhesive Anchors in Concrete (ACI 355.4-11) and Commentary
 359-13—Code for Concrete Containments
 360R-10—Guide to Design of Slabs-on-Ground
 362.1R-97(02)—Guide for the Design of Durable Parking Structures
 372R-13—Guide to Design and Construction of Circular Wire- and Strand-Wrapped Prestressed Concrete Structures
 374.1-05—Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary
 408.1R-90—Suggested Development, Splice, and Standard Hook Provisions for Deformed Bars in Tension
 408.2R-12—Report on Bond of Steel Reinforcing Bars Under Cyclic Loads
 421.1R-08—Guide to Shear Reinforcement for Slabs
 423.3R-05—Recommendations for Concrete Members Prestressed with Unbonded Tendons
 423.7-14—Specification for Unbonded Single-Strand Tendon Materials
 435R-95(00)—Control of Deflection in Concrete Structures
 435.R-73(89)—Deflections of Continuous Concrete

Beams

440.1R-06—Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars

440.2R-08—Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures

445R-99(09)—Recent Approaches to Shear Design of Structural Concrete

543R-00—Guide to Design, Manufacture, and Installation of Concrete Piles

544.3R-08—Guide for Specifying, Proportioning, and Production of Fiber-Reinforced Concrete

550.3-13—Design Specification for Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Special Moment Frames Satisfying ACI 374.1 (ACI 550.3-13) and Commentary

551.2R-10—Design Guide for Tilt-Up Concrete Panels

CT-13—Concrete Terminology

ITG-5.1-07—Acceptance Criteria for Special Unbonded Post-Tensioned Precast Structural Walls Based on Validation Testing and Commentary

ITG-5.2-09—Requirements for Design of a Special Unbonded Post-Tensioned Precast Shear Wall Satisfying ACI ITG-5.1 (ACI 5.2-09) and Commentary

ITG 7-09—Specification for Tolerances for Precast Concrete

SP-2(07)—Manual of Concrete Inspection, Tenth Edition

SP-4(05)—Formwork for Concrete, Seventh Edition

SP-17(09)—ACI Design Handbook

SP-66(04)—ACI Detailing Manual

American Institute of Steel Construction (AISC)

341-10—Seismic Provisions for Structural Steel Buildings

360-10—Specification for Structural Steel Buildings

American Iron and Steel Institute (AISI)

D100-08—Cold-Formed Steel Design Manual

S100-07—North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members

American Society of Civil Engineers (ASCE)

7-10—Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures

American Society of Mechanical Engineers (ASME)

B1.1-03—Unified Inch Screw Threads (UN and UNR Thread Form)

B18.2.1-96—Square and Hex Bolts and Screws, Inch Series

B18.2.6-96—Fasteners for Use in Structural Applications

B31.1-92—Power Piping

B31.3-90—Chemical Plant and Petroleum Refinery Piping

American Welding Society (AWS)

D1.1/D1.1M:2010—Structural Welding Code – Steel

D1.4/D1.4M:2005—Structural Welding Code – Reinforcing Steel

ASTM International

A36/A36M-12—Standard Specification for Carbon Structural Steel

A307-12—Standard Specification for Carbon Steel Bolts, Studs, and Threaded Rod 60000 PSI Tensile Strength

A370-14—Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products

A416/A416M-12a—Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete

A421/A421M-10—Standard Specification for Uncoated Stress-Relieved Steel Wire for Prestressed Concrete, including Supplementary Requirement SI, Low-Relaxation Wire and Relaxation Testing

A615/A615M-14—Standard Specification for Deformed and Plain Carbon-Steel Bars for Concrete Reinforcement

A706/A706M-14—Standard Specification for Deformed and Plain Low-Alloy Steel Bars for Concrete Reinforcement

A767/A767M-09—Standard Specification for Zinc-Coated (Galvanized) Steel Bars for Concrete Reinforcement

A775/A775M-07b(2014)—Standard Specification for Epoxy-Coated Steel Reinforcing Bars

A934/A934M-13—Standard Specification for Epoxy-Coated Prefabricated Steel Reinforcing Bars

A955/A955M-14—Standard Specification for Deformed and Plain Stainless-Steel Bars for Concrete Reinforcement

A970/A970M-13a—Standard Specification for Headed Steel Bars for Concrete Reinforcement, including Annex A1 Requirements for Class HA Head Dimensions

A996/A996M-14—Standard Specification for Rail-Steel and Axle-Steel Deformed Bars for Concrete Reinforcement

A1022/A1022M-14—Standard Specification for Deformed and Plain Stainless-Steel Wire and Welded Wire for Concrete Reinforcement

A1035/A1035M-14—Standard Specification for Deformed and Plain, Low-Carbon, Chromium, Steel Bars for Concrete Reinforcement

A1044/A1044M-05(2010)—Standard Specification for Steel Stud Assemblies for Shear Reinforcement of Concrete

A1055/A1055M-10e1—Standard Specification for Zinc and Epoxy Dual-Coated Steel Reinforcing Bars

A1064/A1064M-13—Standard Specification for Carbon-Steel Wire and Welded Wire Reinforcement, Plain and Deformed, for Concrete

A1077/A1077M-12—Standard Specification for Structural Steel with Improved Yield Strength at High Temperature for Use in Buildings

C31/C31M-12—Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field

C33/C33M-13—Standard Specification for Concrete Aggregates

C39/C39M-14a—Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens

C42/C42M-13—Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete

C94/C94M-14—Standard Specification for Ready-Mixed Concrete

C150/C150M-12—Standard Specification for Portland

Cement

C172/C172M-14—Standard Practice for Sampling Freshly Mixed Concrete

C173/C173M-14—Standard Test Method for Air Content of Freshly Mixed Concrete by the Volumetric Method

C231/C231M-14—Standard Test Method for Air Content of Freshly Mixed Concrete by the Pressure Method

C330/C330M-14—Standard Specification for Lightweight Aggregates for Structural Concrete

C469/C469M-10—Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression

C494/C494M-13—Standard Specification for Chemical Admixtures for Concrete

C567/567M-14—Standard Test Method for Determining Density of Structural Lightweight Concrete

C595/C595M-14—Standard Specification for Blended Hydraulic Cements

C618-12a—Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete

C685/C685M-11—Standard Specification for Concrete Made by Volumetric Batching and Continuous Mixing

C803/803M-03(2010)—Standard Test Method for Penetration Resistance of Hardened Concrete

C805/C805M-08—Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete

C845/C845M-12—Standard Specification for Expansive Hydraulic Cement

C873/873CM-10a—Standard Test Method for Compressive Strength of Concrete Cylinders Cast in Place in Cylindrical Molds

C900-06—Standard Test Method for Pullout Strength of Hardened Concrete

C989/C989M-13—Standard Specification for Slag Cement for Use in Concrete and Mortars

C1012/C1012M-13—Standard Test Method for Length Change of Hydraulic-Cement Mortars Exposed to a Sulfate Solution

C1017/C1017M-13—Standard Specification for Chemical Admixtures for Use in Producing Flowing Concrete

C1074-11—Standard Practice for Estimating Concrete Strength by the Maturity Method

C1157/C1157M-11—Standard Performance Specification for Hydraulic Cement

C1202-10—Standard Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration

C1218/C1218M-99(2008)—Standard Test Method for Water-Soluble Chloride in Mortar and Concrete

C1240-14—Standard Specification for Silica Fume Used in Cementitious Mixtures

C1602/C1602M-12—Standard Specification for Mixing Water Used in Production of Hydraulic Cement Concrete

C1609/C1609M-12—Standard Test Method for Flexural Performance of Fiber-Reinforced Concrete (Using Beam With Third-Point Loading)

D3665-07e1—Standard Practice for Random Sampling of Construction Materials

F1554-07ae1—Standard Specification for Anchor Bolts, Steel, 36, 55, and 105-ksi Yield Strength

Federal Emergency Management Agency (FEMA)

P749-10—Earthquake-Resistant Design Concepts: An Introduction to the NEHRP Recommended Provisions Seismic Provisions

P750-10—NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures (2009 edition)

P751-12—NEHRP Recommended Seismic Provisions: Design Examples (2009 edition)

International Code Council (ICC)

2012 IBC—International Building Code

National Fire Protection Association (NFPA)

5000-2012—Building Construction Safety Code

Portland Cement Association (PCA)

EB001.15-11—Design and Control of Concrete Mixtures, 15th edition

Precast/Prestressed Concrete Institute (PCI)

MNL 116-99—Manual for Quality Control for Plants and Production of Structural Precast Concrete Products

MNL 117-13—Manual for Quality Control for Plants and Production of Architectural Precast Concrete Products

MNL 120-10—PCI Design Handbook: Precast and Prestressed Concrete, Seventh Edition

MNL 123-88—Design and Typical Details of Connections for Precast and Prestressed Concrete

Post-Tensioning Institute (PTI)

DC10.5-12—Standard Requirements for Design and Analysis of Shallow Post-Tensioned Concrete Foundations of Expansive Soils

DC.20.8-04—Design of Post-Tensioned Slabs Using Unbonded Tendons

M50.3-12—Guide Specification for Grouted Post-Tensioning

M55.1-12—Specification for Grouting of Post-Tensioned Structures

TAB.1-06—Post-Tensioning Manual, Sixth Edition

Steel Deck Institute (SDI)

C-2011—Standard for Composite Steel Floor Deck – Slabs

NC-2010—Standard for Non-Composite Steel Floor Deck

Documentos correspondientes a autores

AC303, 2011, “Acceptance Criteria for Post-Tensioning Anchorages and Couplers of Prestressed Concrete,” Apr. 2011, editorially revised Aug. 2012, ICC-ES Evaluation Service, LLC, Whittier, CA.

ACI Committee 318, 1999, “Closure to Public Comments on ACI 318-99,” *Concrete International*, V. 21, No. 5, May, pp. 318-1 to 318-50.

ACI Committee 408, 1966, “Bond Stress—The State of

the Art," *ACI Journal Proceedings*, V. 63, No. 11, Nov., pp. 1161-1188.

ACI Committee 435, 1966, "Deflections of Reinforced Concrete Flexural Members (ACI 435.2R-66)," *ACI Journal Proceedings*, V. 63, No. 6, June, pp. 637-674.

ACI Committee 435, 1978, "Proposed Revisions by Committee 435 to ACI Building Code and Commentary Provisions on Deflections," *ACI Journal Proceedings*, V. 75, No. 6, June, pp. 229-238.

ACI Committee 435 Subcommittee 1, 1968, "Allowable Deflections (ACI 435.3R-68)," *ACI Journal Proceedings*, V. 65, No. 6, June, pp. 433-444.

ACI Committee 435 Subcommittee 5, 1963, "Deflections of Prestressed Concrete Members (ACI 435.1R-63)," *ACI Journal Proceedings*, V. 60, No. 12, Dec., pp. 1697-1728.

Adebar, P.; Kuchma, D.; and Collins, M. P., 1990, "Strut-and-Tie Models for the Design of Pile Caps: An Experimental Study," *ACI Structural Journal*, V. 87, No. 1, Jan.-Feb., pp. 81-92.

Anderson, A. R., 1978, "Shear Strength of Hollow Core Members," *Technical Bulletin* 78-81, Concrete Technology Associates, Tacoma, WA, Apr., 33 pp.

Anderson, N. S., and Meinheit, D. F., 2005, "Pryout Capacity of Cast-In Headed Stud Anchors," *PCI Journal*, V. 50, No. 2, Mar.-Apr., pp. 90-112.

Anderson, N. S., and Meinheit, D. F., 2007, "A Review of Headed Stud Design Criteria," *PCI Journal*, V. 52, No. 1, Jan.-Feb., pp. 82-100.

Anderson, N. S., and Ramirez, J. A., 1989, "Detailing of Stirrup Reinforcement," *ACI Structural Journal*, V. 86, No. 5, Sept.-Oct., pp. 507-515.

Angelakos, D.; Bentz, E. C.; and Collins, M. D., 2001, "Effect of Concrete Strength and Minimum Stirrups on Shear Strength of Large Members," *ACI Structural Journal*, V. 98, No. 3, May-June, pp. 290-300.

ASCE Joint Committee, 1940, "Recommended Practice and Standard Specification for Concrete and Reinforced Concrete," *Proceedings*, ASCE, V. 66, No. 6, Part 2, June, 81 pp.

Asmus, J., 1999, "Verhalten von Befestigungen bei der Versagensart Spalten des Betons (Behavior of Fastenings with the Failure Mode Splitting of Concrete)," dissertation, Universität Stuttgart, Stuttgart, Germany.

Athey, J. W., ed., 1982, "Test Report on Slender Walls," Southern California Chapter of the American Concrete Institute and Structural Engineers Association of Southern California, Los Angeles, CA, 129 pp.

Azizinamini, A.; Chisala, M.; and Ghosh, S. K., 1995, "Tension Development Length of Reinforcing Bars Embedded in High-Strength Concrete," *Engineering Structures*, V. 17, No. 7, pp. 512-522. doi: 10.1016/0141-0296(95)00096-P

Azizinamini, A.; Pavel, R.; Hatfield, E.; and Ghosh, S. K., 1999a, "Behavior of Spliced Reinforcing Bars Embedded in High-Strength Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 96, No. 5, Sept.-Oct., pp. 826-835.

Azizinamini, A.; Darwin, D.; Elgehausen, R.; Pavel, R.; and Ghosh, S. K., 1999b, "Proposed Modifications to ACI 318-95 Development and Splice Provisions for High-Strength

Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 96, No. 6, Nov.-Dec., pp. 922-926.

Barda, F.; Hanson, J. M.; and Corley, W. G., 1977, "Shear Strength of Low-Rise Walls with Boundary Elements," *Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones*, SP-53, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 149-202.

Barney, G. B.; Corley, W. G.; Hanson, J. M.; and Parmelee, R. A., 1977, "Behavior and Design of Prestressed Concrete

Beams with Large Web Openings," *PCI Journal*, V. 22, No. 6, Nov.-Dec., pp. 32-61.

Barney, G. B.; Shiu, K. N.; Rabbat, B. G.; Fiorato, A. E.; Russell, H. G.; and Corley, W. G., 1980, "Behavior of Coupling Beams under Load Reversals (RD068.01B)," Portland Cement Association, Skokie, IL.

Bartlett, F. M., 2011, "Using Historical Cylinder Data for Structural Evaluation," *Andy Scanlon Symposium on Serviceability and Safety of Concrete Structures: From Research to Practice*, SP-284, P. H. Bischoff, E. Musselman, S. Gross, and H. Nassif, eds., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 12 pp. (CD-ROM)

Bartlett, M. F., and MacGregor, J. G., 1994, "Effect of Moisture Condition on Concrete Core Strengths," *ACI Materials Journal*, V. 91, No. 3, May-June, pp. 227-236.

Bartoletti, S. J., and Jirsa, J. O., 1995, "Effects of Epoxy-Coating on Anchorage and Development of Welded Wire Fabric," *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 6, Nov.-Dec., pp. 757-764.

Base, G. D.; Reed, J. B.; Beeby, A. W.; and Taylor, H. P. J., 1966, "An Investigation of the Crack Control Characteristics of Various Types of Bar in Reinforced Concrete Beams," *Research Report* No. 18, Cement and Concrete Association, London, UK, Dec., 44 pp.

Becker, R. J., and Buettner, D. R., 1985, "Shear Tests of Extruded Hollow Core Slabs," *PCI Journal*, V. 30, No. 2, Mar.-Apr., pp. 40-54.

Beeby, A. W., 1979, "The Prediction of Crack Widths in Hardened Concrete," *The Structural Engineer*, V. 57A, No. 1, Jan., pp. 9-17.

Behera, U., and Rajagopalan, K. S., 1969, "Two-Piece U-Stirrups in Reinforced Concrete Beams," *ACI Journal Proceedings*, V. 66, No. 7, July, pp. 522-524.

Bianchini, A. C.; Woods, R. E.; and Kesler, C. E., 1960, "Effect of Floor Concrete Strength on Column Strength," *ACI Journal Proceedings*, V. 56, No. 11, May, pp. 1149-1169.

Birkeland, P. W., and Birkeland, H. W., 1966, "Connections in Precast Concrete Construction," *ACI Journal Proceedings*, V. 63, No. 3, Mar., pp. 345-368.

Black, W. C., 1973, "Field Corrections to Partially Embedded Reinforcing Bars," *ACI Journal Proceedings*, V. 70, No. 10, Oct., pp. 690-691.

Bloem, D. L., 1965, "Concrete Strength Measurement—Cores vs. Cylinders," *Proceedings*, ASTM, V. 65, pp. 668-696.

Bloem, D. L., 1968, "Concrete Strength in Structures," *ACI Journal Proceedings*, V. 65, No. 3, Mar., pp. 176-187.

Blume, J. A.; Newmark, N. M.; and Corning, L. H., 1961,

Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions, Portland Cement Association, Skokie, IL, 318 pp.

BOCA, 1999, "BOCA National Building Code," 13th edition, Building Officials and Code Administration International, Inc., Country Club Hills, IL.

Bondy, K. B., 2003, "Moment Redistribution: Principles and Practice Using ACI 318-02," *PTI Journal*, V. 1, No. 1, Jan., pp. 3-21.

Branson, D. E., 1965, "Instantaneous and Time-Dependent Deflections on Simple and Continuous Reinforced Concrete Beams," *HPR Report* No. 7, Part 1, Alabama Highway Department, Bureau of Public Roads, Aug., pp. 1-78.

Branson, D. E., 1970, discussion of "Proposed Revision of ACI 318-63: Building Code Requirements for Reinforced Concrete," *ACI Journal Proceedings*, V. 67, No. 9, Sept., pp. 692-695.

Branson, D. E., 1971, "Compression Steel Effect on Long-Time Deflections," *ACI Journal Proceedings*, V. 68, No. 8, Aug., pp. 555-559.

Branson, D. E., 1977, *Deformation of Concrete Structures*, McGraw-Hill Book Co., New York, 546 pp.

Branson, D. E.; Meyers, B. L.; and Kripanarayanan, K. M., 1970, "Time-Dependent Deformation of Noncomposite and Composite Prestressed Concrete Structures," *Symposium on Concrete Deformation*, Highway Research Record 324, Highway Research Board, pp. 15-43.

Breen, J. E.; Burdet, O.; Roberts, C.; Sanders, D.; Wollmann, G.; and Falconer, B., 1994, "Anchorage Zone Requirements for Post-Tensioned Concrete Girders," *NCHRP Report 356*, Transportation Research Board, National Academy Press, Washington, DC.

Briss, G. R.; Paulay, T.; and Park, R., 1978, "Elastic Behavior of Earthquake Resistant R. C. Interior Beam-Column Joints," *Report 78-13*, University of Canterbury, Department of Civil Engineering, Christchurch, New Zealand, Feb.

Broms, C. E., 1990, "Shear Reinforcement for Deflection Ductility of Flat Plates," *ACI Structural Journal*, V. 87, No. 6, Nov.-Dec., pp. 696-705.

Brown, M. D.; Bayrak, O.; and Jirsa, J. O., 2006, "Design for Shear Based on Loading Conditions," *ACI Structural Journal*, V. 103, No. 4, July-Aug., pp. 541-550.

Budek, A.; Priestley, M.; and Lee, C., 2002, "Seismic Design of Columns with High-Strength Wire and Strand as Spiral Reinforcement," *ACI Structural Journal*, V. 99, No. 5, Sept.-Oct., pp. 660-670.

Burns, N. H., and Hemakom, R., 1977, "Test of Scale Model Post-Tensioned Flat Plate," *Proceedings*, ASCE, V. 103, No. ST6, June, pp. 1237-1255.

Canadian Concrete Design Standard, 2009, "Design of Concrete Structures for Buildings," CAN3-A23.3-M84, and "Precast Concrete Materials and Construction," CAN3-A23.4-M84, Canadian Standards Association, Rexdale, ON, Canada.

Carino, N. J.; Guthrie, W. F.; Lagergren, E. S.; and Mullings, G. M., 1994, "Effects of Testing Variables on the Strength of High-Strength (90 MPa) Concrete Cylinders," *High-Performance Concrete*, SP-149, V. M. Malhotra, ed., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 589-

632.

Carter, J. W. III; Hawkins, N. M.; and Wood, S. L., 1993, "Seismic Response of Tilt-Up Construction," SRS No. 581, Civil Engineering Series, University of Illinois, Urbana, IL, Dec., 224 pp.

Castro, A.; Kreger, M.; Bayrak, O.; Breen, J. E.; and Wood, S. L., 2004, "Allowable Design Release Stresses for Pretensioned Concrete Beams," *Report No. FHWA/TX-04/0-4086-2*, Center for Transportation Research, University of Texas at Austin, Austin, TX, Aug., 127 pp.

CEB, 1994, "Fastenings to Concrete and Masonry Structures, State of the Art Report," Comite Euro-International du Beton (CEB), *Bulletin* No. 216, Thomas Telford Services Ltd., London, UK.

CEB, 1997, *Design of Fastenings in Concrete*, Comite Euro-International du Beton (CEB), Thomas Telford Services Ltd., London, UK, Jan.

Chen, L.; Mindess, S.; Morgan, D. R.; Shah, S. P.; Johnston, C. D.; and Pigeon, M., 1995, "Comparative Toughness Testing of Fiber Reinforced Concrete," *Testing of Fiber Reinforced Concrete*, SP-155, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 41-69.

Chow, L.; Conway, H.; and Winter, G., 1953, "Stresses in Deep Beams," *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, V. 118, pp. 686-708.

Clough, R. W., 1960, "Dynamic Effects of Earthquakes," *Proceedings*, ASCE, V. 86, No. ST4, Apr., pp. 49-65.

Cohn, M. A., 1965, "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, Farmington Hills, MI, pp. 35-46.

Collins, M. P., and Lampert, P., 1973, "Redistribution of Moments at Cracking—The Key to Simpler Torsion Design?" *Analysis of Structural Systems for Torsion*, SP-35, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 343-383.

Collins, M. P., and Mitchell, D., 1991, *Prestressed Concrete Structures*, Prentice Hall Inc., Englewood Cliffs, NJ, 766 pp.

Collins, M. P., and Mitchell, D., 1997, *Prestressed Concrete Structures*, Response Publications, Canada, pp. 517-518.

Column Research Council, 1966, "Guide to Design Criteria for Metal Compression Members," second edition, Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University, Bethlehem, PA.

Cook, R. A., and Klingner, R. E., 1992a, "Behavior of Ductile Multiple-Anchor Steel-to-Concrete Connections with Surface-Mounted Baseplates," *Anchors in Concrete: Design and Behavior*, SP-130, G. A. Senkiw and H. B. Lancelot III, eds., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 61-122.

Cook, R. A., and Klingner, R. E., 1992b, "Ductile Multiple-Anchor Steel-to-Concrete Connections," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 118, No. 6, June, pp. 1645-1665. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1992)118:6(1645)

Cook, R. A.; Kunz, J.; Fuchs, W.; and Konz, R. C., 1998, "Behavior and Design of Single Adhesive Anchors under

- Tensile Load in Uncracked Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 95, No. 1, Jan.-Feb., pp. 9-26.
- Corley, W. G., and Hawkins, N. M., 1968, "Shearhead Reinforcement for Slabs," *ACI Journal Proceedings*, V. 65, No. 10, Oct., pp. 811-824.
- Corley, W. G., and Jirsa, J. O., 1970, "Equivalent Frame Analysis for Slab Design," *ACI Journal Proceedings*, V. 67, No. 11, Nov., pp. 875-884.
- Corley, W. G.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., 1961, "Equivalent-Frame Analysis for Reinforced Concrete Slabs," *Structural Research Series* No. 218, Civil Engineering Studies, University of Illinois, June, 166 pp.
- Crist, R. A., 1966, "Shear Behavior of Deep Reinforced Concrete Beams," *Proceedings, Symposium on the Effects of Repeated Loading of Materials and Structural Elements* (Mexico City), V. 4, RILEM, Paris, France, 31 pp.
- CRSI Handbook*, 1984, sixth edition, Concrete Reinforcing Steel Institute, Schaumburg, IL.
- CSA, 1984, "Design of Concrete Structures for Buildings," CAN3-A23.3-M84, and "Precast Concrete Materials and Construction," CAN3-A23.4-M84, Canadian Standards Association, Rexdale, ON, Canada.
- Darwin, D.; Manning, D. G.; and Hognestad, E., 1985, "Debate: Crack Width, Cover, and Corrosion," *Concrete International*, V. 7, No. 5, May, pp. 20-35.
- Darwin, D.; Zuo, J.; Tholen, M. L.; and Idun, E. K., 1996, "Development Length Criteria for Conventional and High Relative Rib Area Reinforcing Bars," *ACI Structural Journal*, V. 93, No. 3, May-June, pp. 347-359.
- Deatherage, J. H.; Burdette, E. G.; and Chew, C. K., 1994, "Development Length and Lateral Spacing Requirements of Prestressing Strand for Prestressed Concrete Bridge Girders," *PCI Journal*, V. 39, No. 1, Jan.-Feb., pp. 70-83.
- Design of Fastenings in Concrete*, 1997, Comite Euro-International du Beton (CEB), Thomas Telford Services Ltd., London, UK, Jan.
- Dolan, C. W., and Krohn, J. J., 2007, "A Case for Increasing the Allowable Compressive Release Stress for Prestressed Concrete," *PCI Journal*, V. 52, No. 1, Jan.-Feb., pp. 102-105.
- Dovich, L. M., and Wight, J. K., 2005, "Effective Slab Width Model for Seismic Analysis of Flat Slab Frames," *ACI Structural Journal*, V. 102, No. 6, Nov.-Dec., pp. 868-875.
- Durrani, A. J., and Wight, J. K., 1982, "Experimental and Analytical Study of Internal Beam to Column Connections Subjected to Reversed Cyclic Loading," Report No. UMEC 82R3, Department of Civil Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, MI, July, 275 pp.
- Ehsani, M. R., 1982, "Behavior of Exterior Reinforced Concrete Beam to Column Connections Subjected to Earthquake Type Loading," Report No. UMEC 82R5, Department of Civil Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, MI, July, 275 pp.
- Eligehausen, R., and Balogh, T., 1995, "Behavior of Fasteners Loaded in Tension in Cracked Reinforced Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 3, May-June, pp. 365-379.
- Eligehausen, R., and Fuchs, W., 1988, "Load Bearing Behavior of Anchor Fastenings under Shear, Combined Tension and Shear or Flexural Loadings," *Betonwerk + Fertigteiltechnik*, pp. 48-56.
- Eligehausen, R.; Cook, R. A.; and Appl, J., 2006a, "Behavior and Design of Adhesive Bonded Anchors," *ACI Structural Journal*, V. 103, No. 6, Nov.-Dec., pp. 822-831.
- Eligehausen, R.; Mallée, R.; and Silva, J., 2006b, *Anchorage in Concrete Construction*, Ernst & Sohn (J. T. Wiley), Berlin, Germany, May, 380 pp.
- Eligehausen, R.; Fuchs, W.; and Mayer, B., 1987, "Load Bearing Behavior of Anchor Fastenings in Tension," *Betonwerk + Fertigteiltechnik*, V. 12, pp. 826-832, and 1988, V. 1, pp. 29-35.
- Elwood, K. J.; Maffei, J. M.; Riederer, K. A.; and Telleen, K., 2009, "Improving Column Confinement—Part 2: Proposed New Provisions for the ACI 318 Building Code," *Concrete International*, V. 31, No. 12, Dec., pp. 41-48.
- Elzanaty, A. H.; Nilson, A. H.; and Slate, F. O., 1986, "Shear Capacity of Reinforced Concrete Beams Using High Strength Concrete," *ACI Journal Proceedings*, V. 83, No. 2, Mar.-Apr., pp. 290-296.
- Faradjji, M. J., and Diaz de Cossio, R., 1965, "Diagonal Tension in Concrete Members of Circular Section," (in Spanish) Institut de Ingenieria, Mexico (translation by Portland Cement Association, Foreign Literature Study No. 466), 61 pp.
- Farrow, C. B., and Klingner, R. E., 1995, "Tensile Capacity of Anchors with Partial or Overlapping Failure Surfaces: Evaluation of Existing Formulas on an LRFD Basis," *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 6, Nov.-Dec., pp. 698-710.
- Fennel, A. W.; Line, P.; Mochizuki, G. L.; Moore, K. S.; Van Dorpe, T. D.; and Voss, T. A., 2009, "Report on Laboratory Testing of Anchor Bolts Connecting Wood Sill Plates to Concrete with Minimum Edge Distances," SEAONC, San Francisco, CA, Mar.
- Fintel, M.; Ghosh, S. K.; and Iyengar, H., 1986, *Column Shortening in Tall Buildings—Prediction and Compensation*, EB108D, Portland Cement Association, Skokie, IL, 34 pp.
- FIP, 1999, *FIP Recommendations, Practical Design of Structural Concrete*, FIP-Commission 3, "Practical Design," Pub.: SETO, London, UK, Sept., 112 pp.
- Fling, R. S., 1987, *Practical Design of Reinforced Concrete*, John Wiley & Sons, Inc., New York, 536 pp.
- Ford, J. S.; Chang, D. C.; and Breen, J. E., 1981, "Design Indications from Tests of Unbraced Multipanel Concrete Frames," *Concrete International*, V. 3, No. 3, Mar., pp. 37-47.
- Foutch, D. A.; Gamble, W. L.; and Sunidja, H., 1990, "Tests of Post-Tensioned Concrete Slab-Edge Column Connections," *ACI Structural Journal*, V. 87, No. 2, Mar.-Apr., pp. 167-179.
- Frantz, G. C., and Breen, J. E., 1980, "Cracking on the Side Faces of Large Reinforced Concrete Beams," *ACI Journal Proceedings*, V. 77, No. 5, Sept.-Oct., pp. 307-313.
- French, C. W., and Moehle, J. P., 1991, "Effect of Floor Slab on Behavior of Slab-Beam-Column Connections," *Design of Beam-Column Joints for Seismic Resistance*, SP-123, J. O. Jirsa, ed., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1991.

- Hills, MI, pp. 225-258.
- Frosch, R. J., 1999, "Another Look at Cracking and Crack Control in Reinforced Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 96, No. 3, May-June, pp. 437-442.
- Frosch, R. J., 2002, "Modeling and Control of Side Face Beam Cracking," *ACI Structural Journal*, V. 99, No. 3, May-June, pp. 376-385.
- Fuchs, W.; Elieghausen, R.; and Breen, J., 1995, "Concrete Capacity Design (CCD) Approach for Fastening to Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 1, Jan.-Feb. 1995, pp. 73-93. Also discussion, *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 6, Nov.-Dec., pp. 787-802.
- Furche, J., and Elieghausen, R., 1991, "Lateral Blowout Failure of Headed Studs Near a Free Edge," *Anchors in Concrete—Design and Behavior*, SP-130, G. A. Senkiw and H. B. Lancelot III, eds., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 235-252.
- Furlong, R. W.; Fenves, G. L.; and Kasl, E. P., 1991, "Welded Structural Wire Reinforcement for Columns," *ACI Structural Journal*, V. 88, No. 5, Sept.-Oct., pp. 585-591.
- Furlong, R. W.; Hsu, C.-T. T.; and Mirza, S. A., 2004, "Analysis and Design of Concrete Columns for Biaxial Bending—Overview," *ACI Structural Journal*, V. 101, No. 3, May-June, pp. 413-423.
- Gamble, W. L., 1972, "Moments in Beam Supported Slabs," *ACI Journal Proceedings*, V. 69, No. 3, Mar., pp. 149-157.
- Gamble, W. L.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., 1969, "Tests of a Two-Way Reinforced Concrete Floor Slab," *Proceedings*, ASCE, V. 95, No. ST6, June, pp. 1073-1096.
- Gerber, L. L., and Burns, N. H., 1971, "Ultimate Strength Tests of Post-Tensioned Flat Plates," *PCI Journal*, V. 16, No. 6, Nov.-Dec., pp. 40-58.
- Gergely, P., and Lutz, L. A., 1968, "Maximum Crack Width in Reinforced Concrete Flexural Members," *Causes, Mechanism, and Control of Cracking in Concrete*, SP-20, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 87-117.
- Gilbert, R. I., 1992, "Shrinkage Cracking in Fully Restrained Concrete Members," *ACI Structural Journal*, V. 89, No. 2, Mar.-Apr., pp. 141-149.
- Ghali, A., and Favre, R., 1986, *Concrete Structures: Stresses and Deformations*, Chapman and Hall, New York, 348 pp.
- Goto, Y., 1971, "Cracks Formed in Concrete around Deformed Tension Bars in Concrete," *ACI Journal Proceedings*, V. 68, No. 4, Apr., pp. 244-251.
- Griezic, A.; Cook, W. D.; and Mitchell, D., 1994, "Tests to Determine Performance of Deformed Welded-Wire Fabric Stirrups," *ACI Structural Journal*, V. 91, No. 2, Mar.-Apr., pp. 211-220.
- Grossfield, B., and Birnstiel, C., 1962, "Tests of T-Beams with Precast Webs and Cast-in-Place Flanges," *ACI Journal Proceedings*, V. 59, No. 6, June, pp. 843-851.
- Grossman, J. S., 1987, "Reinforced Concrete Design," *Building Structural Design Handbook*, R. N. White and C. G. Salmon, eds., John Wiley and Sons, Inc., New York.
- Grossman, J. S., 1990, "Slender Concrete Structures—The New Edge," *ACI Structural Journal*, V. 87, No. 1, Jan.-Feb., pp. 39-52.
- Guimares, G. N.; Kreger, M. E.; and Jirsa, J. O., 1992, "Evaluation of Joint-Shear Provisions for Interior Beam-Column-Slab Connections Using High Strength Materials," *ACI Structural Journal*, V. 89, No. 1, Jan.-Feb., pp. 89-98.
- Gulkan, P., and Sozen, M. A., 1974, "Inelastic Response of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motions," *ACI Journal Proceedings*, V. 71, No. 12, Dec., pp. 604-610.
- Guralnick, S. A., and LaFraugh, R. W., 1963, "Laboratory Study of a Forty-Five-Foot Square Flat Plate Structure," *ACI Journal Proceedings*, V. 60, No. 9, Sept., pp. 1107-1185.
- Gustafson, D. P., and Felder, A. L., 1991, "Questions and Answers on ASTM A706 Reinforcing Bars," *Concrete International*, V. 13, No. 7, July, pp. 54-57.
- Hale, W. M., and Russell, B. W., 2006, "Effect of Allowable Compressive Stress at Release on Prestress Losses and on the Performance of Precast, Prestressed Concrete Bridge Girders," *PCI Journal*, V. 51, No. 2, Mar.-Apr., pp. 14-25.
- Hamad, B. S.; Jirsa, J. O.; and D'Abreu, N. I., 1993, "Anchorage Strength of Epoxy-Coated Hooked Bars," *ACI Structural Journal*, V. 90, No. 2, Mar.-Apr., pp. 210-217.
- Hansell, W., and Winter, G., 1959, "Lateral Stability of Reinforced Concrete Beams," *ACI Journal Proceedings*, V. 56, No. 3, Sept., pp. 193-214.
- Hanson, J. A., 1961, "Tensile Strength and Diagonal Tension Resistance of Structural Lightweight Concrete," *ACI Journal Proceedings*, V. 58, No. 1, July, pp. 1-40.
- Hanson, N. W., 1960, "Precast-Prestressed Concrete Bridges: Horizontal Shear Connections," *Journal*, PCA Research and Development Laboratories, V. 2, No. 2, May, pp. 38-58.
- Hanson, N. W., and Conner, H. W., 1967, "Seismic Resistance of Reinforced Concrete Beam-Column Joints," *Proceedings*, ASCE, V. 93, No. ST5, Oct., pp. 533-560.
- Hanson, N. W., and Hanson, J. M., 1968, "Shear and Moment Transfer between Concrete Slabs and Columns," *Journal*, PCA Research and Development Laboratories, V. 10, No. 1, Jan., pp. 2-16.
- Hanson, N. W., and Kaar, P. H., 1959, "Flexural Bond Tests Pretensioned Beams," *ACI Journal Proceedings*, V. 55, No. 7, Jan., pp. 783-802.
- Hatcher, D. S.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., 1965, "Test of a Reinforced Concrete Flat Plate," *Proceedings*, ASCE, V. 91, No. ST5, May, pp. 205-231.
- Hatcher, D. S.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., 1969, "Test of a Reinforced Concrete Flat Slab," *Proceedings*, ASCE, V. 95, No. ST6, June, pp. 1051-1072.
- Hawkins, N. M., 1968, "Bearing Strength of Concrete Loaded through Rigid Plates," *Magazine of Concrete Research*, V. 20, No. 62, Mar., pp. 31-40. doi: 10.1680/macr.1968.20.62.31 (London)
- Hawkins, N. M., 1974, "Shear Strength of Slabs with Shear Reinforcement," *Shear in Reinforced Concrete*, SP-42, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 785-815.
- Hawkins, N. M., 1981, "Lateral Load Resistance of

- Unbonded Post-Tensioned Flat Plate Construction," *PCI Journal*, V. 26, No. 1, Jan.-Feb., pp. 94-116.
- Hawkins, N. M., and Corley, W. G., 1974, "Moment Transfer to Columns in Slabs with Shearhead Reinforcement," *Shear in Reinforced Concrete*, SP-42, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 847-879.
- Hawkins, N. M.; Mitchell, D.; and Hanna, S. N., 1975, "The Effects of Shear Reinforcement on Reversed Cyclic Loading Behavior of Flat Plate Structures," *Canadian Journal of Civil Engineering*, V. 2, No. 4, pp. 572-582. doi: 10.1139/l75-052 (Ottawa)
- Hirosawa, M., 1977, "Strength and Ductility of Reinforced Concrete Members," *Report* No. 76, Building Research Institute, Ministry of Construction, Tokyo, Mar. (in Japanese). Also, data in Civil Engineering Studies, 1978, *Structural Research Series* No. 452, University of Illinois.
- Hoehler, M., and Eligehausen, R., 2008, "Behavior and Testing of Anchors in Simulated Seismic Cracks," *ACI Structural Journal*, V. 105, No. 3, May-June, pp. 348-357.
- Hsu, T. T. C., 1968, "Torsion of Structural Concrete—Behavior of Reinforced Concrete Rectangular Members," *Torsion of Structural Concrete*, SP-18, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 291-306.
- Hsu, T. T. C., 1990, "Shear Flow Zone in Torsion of Reinforced Concrete," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 116, No. 11, Nov., pp. 3206-3226. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1990)116:11(3206)
- Hsu, T. T. C., 1997, "ACI Shear and Torsion Provisions for Prestressed Hollow Girders," *ACI Structural Journal*, V. 94, No. 6, Nov.-Dec., pp. 787-799.
- Hsu, T. T. C., and Burton, K. T., 1974, "Design of Reinforced Concrete Spandrel Beams," *Proceedings*, ASCE, V. 100, No. ST1, Jan., pp. 209-229.
- Hwang, S., and Moehle, J. P., 2000, "Models for Laterally Loaded Slab-Column Frames," *ACI Structural Journal*, V. 97, No. 2, Mar.-Apr., pp. 345-353.
- ICBO, 1997, "Uniform Building Code," V. 2, Structural Engineering Design Provisions, International Conference of Building Officials, Whittier, CA, 492 pp.
- Ishizuka, T., and Hawkins, N. M., 1987, "Effect of Bond Deterioration on the Seismic Response of Reinforced and Partially Prestressed Concrete Ductile Moment Resistant Frames," *Report SM 87-2*, Department of Civil Engineering, University of Washington, Seattle, WA.
- Ivey, D. L., and Buth, E., 1967, "Shear Capacity of Lightweight Concrete Beams," *ACI Journal Proceedings*, V. 64, No. 10, Oct., pp. 634-643.
- Jeanty, P. R.; Mitchell, D.; and Mirza, M. S., 1988, "Investigation of 'Top Bar' Effects in Beams," *ACI Structural Journal*, V. 85, No. 3, May-June, pp. 251-257.
- Jirsa, J. O., and Breen, J. E., 1981, "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, University of Texas at Austin, Austin, TX, Nov.
- Jirsa, J. O.; Lutz, L. A.; and Gergely, P., 1979, "Rationale for Suggested Development, Splice, and Standard Hook Provisions for Deformed Bars in Tension," *Concrete International*, V. 1, No. 7, July, pp. 47-61.
- Jirsa, J. O., and Marques, J. L. G., 1975, "A Study of Hooked Bar Anchorages in Beam-Column Joints," *ACI Journal Proceedings*, V. 72, No. 5, May, pp. 198-200.
- Jirsa, J. O.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., 1963, "Effects of Pattern Loadings on Reinforced Concrete Floor Slabs," *Structural Research Series* No. 269, Civil Engineering Studies, University of Illinois, Urbana, IL, July.
- Jirsa, J. O.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., 1966, "Test of a Flat Slab Reinforced with Welded Wire Fabric," *Proceedings*, ASCE, V. 92, No. ST6, June, pp. 199-224.
- Jirsa, J. O.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., 1969, "Pattern Loadings on Reinforced Concrete Floor Slabs," *Proceedings*, ASCE, V. 95, No. ST6, June, pp. 1117-1137.
- Johnson, M. K., and Ramirez, J. A., 1989, "Minimum Amount of Shear Reinforcement in High Strength Concrete Members," *ACI Structural Journal*, V. 86, No. 4, July-Aug., pp. 376-382.
- Johnston, D. W., and Zia, P., 1982, "Bond Characteristics of Epoxy-Coated Reinforcing Bars," *Report* No. FHWA/NC/82-002, Department of Civil Engineering, North Carolina State University, Raleigh, NC, Aug.
- Joint ACI-ASCE Committee 326, 1962, "Shear and Diagonal Tension," *ACI Journal Proceedings*, V. 59, No. 1, Jan. 1962, pp. 1-30; No. 2, Feb. 1962, pp. 277-334; and No. 3, Mar., pp. 352-396.
- Joint ACI-ASCE Committee 423, 1958, "Tentative Recommendations for Prestressed Concrete," *ACI Journal Proceedings*, V. 54, No. 7, Jan., pp. 545-578.
- Joint ACI-ASCE Committee 423, 1974, "Tentative Recommendations for Prestressed Concrete Flat Plates," *ACI Journal Proceedings*, V. 71, No. 2, Feb., pp. 67-71.
- Joint ACI-ASCE Committee 426, 1973, "Shear Strength of Reinforced Concrete Members (ACI 426R-74)," *Proceedings*, ASCE, V. 99, No. ST6, June, pp. 1148-1157.
- Joint ACI-ASCE Committee 426, 1974, "The Shear Strength of Reinforced Concrete Members—Slabs," *Proceedings*, ASCE, V. 100, No. ST8, Aug., pp. 1543-1591.
- Joint PCI/WRI Ad Hoc Committee on Welded Wire Fabric for Shear Reinforcement, 1980, "Welded Wire Fabric for Shear Reinforcement," *PCI Journal*, V. 25, No. 4, July-Aug., pp. 32-36.
- Kaar, P. H., 1966, "High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 8: Similitude in Flexural Cracking of T-Beam Flanges," *Journal*, PCA Research and Development Laboratories, V. 8, No. 2, May, pp. 2-12.
- Kaar, P. H.; Kriz, L. B.; and Hognestad, E., 1960, "Precast-Prestressed Concrete Bridges: (1) Pilot Tests of Continuous Girders," *Journal*, PCA Research and Development Laboratories, V. 2, No. 2, May, pp. 21-37.
- Kaar, P. H.; La Fraugh, R. W.; and Mass, M. A., 1963, "Influence of Concrete Strength on Strand Transfer Length," *PCI Journal*, V. 8, No. 5, Oct., pp. 47-67.
- Kaar, P., and Magura, D., 1965, "Effect of Strand Blanketing on Performance of Pretensioned Girders," *PCI Journal*, V. 10, No. 6, Dec., pp. 20-34.
- Kahn, L. F., and Mitchell, A. D., 2002, "Shear Friction Tests with High-Strength Concrete," *ACI Structural Journal*,

- V. 99, No. 1, Jan.-Feb., pp. 98-103.
- Kang, T. H.-K.; Shin, M.; Mitra, N.; and Bonacci, J. F., 2009, "Seismic Design of Reinforced Concrete Beam-Column Joints with Headed Bars," *ACI Structural Journal*, V. 106, No. 6, Nov.-Dec., pp. 868-877.
- Karr, P. H.; Hanson, N. W.; and Capell, H. T., 1978, "Stress-Strain Characteristics of High Strength Concrete," *Douglas McHenry International Symposium on Concrete and Concrete Structures*, SP-55, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 161-185.
- Kemp, E. L.; Brezny, F. S.; and Underspan, J. A., 1968, "Effect of Rust and Scale on the Bond Characteristics of Deformed Reinforcing Bars," *ACI Journal Proceedings*, V. 65, No. 9, Sept., pp. 743-756.
- Khalifa, J. U., and Collins, M. P., 1981, "Circular Reinforced Concrete Members Subjected to Shear," *Publications* No. 81-08, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, ON, Canada, Dec.
- Khuntia, M., and Ghosh, S. K., 2004a, "Flexural Stiffness of Reinforced Concrete Columns and Beams: Analytical Approach," *ACI Structural Journal*, V. 101, No. 3, May-June, pp. 351-363.
- Khuntia, M., and Ghosh, S. K., 2004b, "Flexural Stiffness of Reinforced Concrete Columns and Beams: Experimental Verification," *ACI Structural Journal*, V. 101, No. 3, May-June, pp. 364-374.
- Klein, G. J., 1986, "Design of Spandrel Beams," *PCI Specially Funded Research Project* No. 5, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL.
- Klein, G. J., and Lindenberg, R. J., 2009, "Volume Change Response of Precast Concrete Buildings," *PCI Journal*, V. 54, No. 4, Fall, pp. 112-131.
- Klingner, R.; Mendonca, J.; and Malik, J., 1982, "Effect of Reinforcing Details on the Shear Resistance of Anchor Bolts under Reversed Cyclic Loading," *ACI Journal Proceedings*, V. 79, No. 1, Jan.-Feb., pp. 3-12.
- Kramrisch, F., and Rogers, P., 1961, "Simplified Design of Combined Footings," *Proceedings*, ASCE, V. 87, No. SM5, Oct., p. 19.
- Kriz, L. B., and Raths, C. H., 1965, "Connections in Precast Concrete Structures—Strength of Corbels," *PCI Journal*, V. 10, No. 1, Feb., pp. 16-47.
- Kuhn, D., and Shaikh, F., 1996, "Slip-Pullout Strength of Hooked Anchors," *Research Report*, University of Wisconsin-Milwaukee, submitted to the National Codes and Standards Council.
- Kurose, Y.; Nagami, K.; and Saito, Y., 1991, "Beam-Column Joints in Precast Concrete Construction in Japan," *Design of Beam-Column Joints for Seismic Resistance*, SP-123, J. O. Jirsa, ed., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 493-514.
- Lai, S. M. A., and MacGregor, J. G., 1983, "Geometric Nonlinearities in Unbraced Multistory Frames," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 109, No. 11, Nov., pp. 2528-2545. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1983)109:11(2528)
- Lee, N. H.; Kim, K. S.; Bang, C. J.; and Park, K. R., 2007, "Tensile-Headed Anchors with Large Diameter and Deep Embedment in Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 104, No. 4, July-Aug., pp. 479-486.
- Lee, N. H.; Park, K. R.; and Suh, Y. P., 2010, "Shear Behavior of Headed Anchors with Large Diameters and Deep Embedments," *ACI Structural Journal*, V. 107, No. 2, Mar.-Apr., pp. 146-156.
- Leon, R. T., 1989, "Interior Joints with Variable Anchorage Lengths," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 115, No. 9, Sept., pp. 2261-2275. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1989)115:9(2261)
- Leonhardt, F., and Walther, R., 1964, "The Stuttgart Shear Tests," *C&CA Translation*, No. 111, Cement and Concrete Association, London, UK, 134 pp.
- Lepage, A., 1998, "Nonlinear Drift of Multistory RC Structures during Earthquakes," Sixth National Conference on Earthquake Engineering, Seattle, WA.
- Leslie, K. E.; Rajagopalan, K. S.; and Everard, N. J., 1976, "Flexural Behavior of High-Strength Concrete Beams," *ACI Journal Proceedings*, V. 73, No. 9, Sept., pp. 517-521.
- Li, S., and Roy, D. M., 1986, "Investigation of Relations between Porosity, Pore Structure and CL Diffusion of Fly Ash and Blended Cement Pastes," *Cement and Concrete Research*, V. 16, No. 5, Sept., pp. 749-759. doi: 10.1016/0008-8846(86)90049-9
- Lin, T. Y., and Thornton, K., 1972, "Secondary Moment and Moment Redistribution in Continuous Prestressed Beams," *PCI Journal*, V. 17, No. 1, Jan.-Feb., pp. 8-20 and comments by A. H. Mattock and author's closure, *PCI Journal*, V. 17, No. 4, July-Aug., pp. 86-88.
- Lloyd, J. P., 1971, "Splice Requirements for One-Way Slabs Reinforced with Smooth Welded Wire Fabric," *Publication* No. R(S)4, Civil Engineering, Oklahoma State University, Stillwater, OK, June, 37 pp.
- Lloyd, J. P., and Kesler, C. E., 1969, "Behavior of One-Way Slabs Reinforced with Deformed Wire and Deformed Wire Fabric," *T&AM Report* No. 323, University of Illinois, Urbana, IL, 129 pp.
- Logan, D. R., 1997, "Acceptance Criteria for Bond Quality of Strand for Pretensioned Prestressed Concrete Applications," *PCI Journal*, V. 42, No. 2, Mar.-Apr., pp. 52-90.
- Lotze, D.; Klingner, R. E.; and Graves, H. L. III, 2001, "Static Behavior of Anchors under Combinations of Tension and Shear Loading," *ACI Structural Journal*, V. 98, No. 4, July-Aug., pp. 525-536.
- Lubell, A. S.; Sherwood, E. G.; Bentz, E. C.; and Collins, M. P., 2004, "Safe Shear Design of Large Wide Beams," *Concrete International*, V. 26, No. 1, Jan., pp. 66-78.
- Lucier, G.; Walter, C.; Rizkalla, S.; Zia, P.; and Klein, G., 2011a, "Development of a Rational Design Methodology for Precast Slender Spandrel Beams, Part 1: Experimental Results," *PCI Journal*, V. 56, No. 2, Spring, pp. 88-112.
- Lucier, G.; Walter, C.; Rizkalla, S.; Zia, P.; and Klein, G., 2011b, "Development of a Rational Design Methodology for Precast Slender Spandrel Beams, Part 2: Analysis and Design Guidelines," *PCI Journal*, V. 56, No. 4, Fall, pp. 106-133.
- Lutz, L., 1995, discussion to "Concrete Capacity Design (CCD) Approach for Fastening to Concrete," *ACI Structural*

Journal, Nov.-Dec., pp. 791-792. Also, authors' closure, pp. 798-799.

MacGregor, J. G., 1976, "Safety and Limit States Design for Reinforced Concrete," *Canadian Journal of Civil Engineering*, V. 3, No. 4, Dec., pp. 484-513. doi: 10.1139/l76-055

MacGregor, J. G., 1993, "Design of Slender Concrete Columns—Revisited," *ACI Structural Journal*, V. 90, No. 3, May-June, pp. 302-309.

MacGregor, J. G., 1997, *Reinforced Concrete: Mechanics and Design*, third edition, Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ, 939 pp.

MacGregor, J. G., and Ghoneim, M. G., 1995, "Design for Torsion," *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 2, Mar.-Apr., pp. 211-218.

MacGregor, J. G., and Hage, S. E., 1977, "Stability Analysis and Design of Concrete Frames," *Proceedings*, ASCE, V. 103, No. ST10, Oct., pp. 1953-1970.

MacGregor, J. G., and Hanson, J. M., 1969, "Proposed Changes in Shear Provisions for Reinforced and Prestressed Concrete Beams," *ACI Journal Proceedings*, V. 66, No. 4, Apr., pp. 276-288.

MacGregor, J. G.; Breen, J. E.; and Pfrang, E. O., 1970, "Design of Slender Concrete Columns," *ACI Journal Proceedings*, V. 67, No. 1, Jan., pp. 6-28.

Malhotra, V. M., 1976, *Testing Hardened Concrete: Nondestructive Methods*, ACI Monograph No. 9, American Concrete Institute/Iowa State University Press, Farmington Hills, MI, 188 pp.

Malhotra, V. M., 1977, "Contract Strength Requirements—Cores Versus In Situ Evaluation," *ACI Journal Proceedings*, V. 74, No. 4, Apr., pp. 163-172.

Marti, P., 1985, "Basic Tools of Reinforced Concrete Beam Design," *ACI Journal Proceedings*, V. 82, No. 1, Jan.-Feb., pp. 46-56.

Martin, L., and Korkosz, W., 1995, "Strength of Prestressed Members at Sections Where Strands Are Not Fully Developed," *PCI Journal*, V. 40, No. 5, Sept.-Oct., pp. 58-66.

Mast, R. F., 1968, "Auxiliary Reinforcement in Concrete Connections," *Proceedings*, ASCE, V. 94, No. ST6, June, pp. 1485-1504.

Mast, R. F., 1992, "Unified Design Provision for Reinforced and Prestressed Concrete Flexural and Compression Members," *ACI Structural Journal*, V. 89, No. 2, Mar.-Apr., pp. 185-199.

Mast, R. F., 1998, "Analysis of Cracked Prestressed Concrete Sections: A Practical Approach," *PCI Journal*, V. 43, No. 4, July-Aug., pp. 80-91.

Mathey, R. G., and Clifton, J. R., 1976, "Bond of Coated Reinforcing Bars in Concrete," *Journal of the Structural Division*, ASCE, V. 102, Jan., pp. 215-228.

Mattock, A. H., 1959, "Redistribution of Design Bending Moments in Reinforced Concrete Continuous Beams," *Proceedings*, Institution of Civil Engineers, London, UK, V. 13, No. 1, pp. 35-46. doi: 10.1680/iicep.1959.12087

Mattock, A. H., 1974, "Shear Transfer in Concrete Having Reinforcement at an Angle to the Shear Plane," *Shear in Reinforced Concrete*, SP-42, American Concrete Institute,

Farmington Hills, MI, pp. 17-42.

Mattock, A. H., 1977, 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, *PCI Journal*, V. 22, No. 3, May-June, pp. 105-106.

Mattock, A. H., 2001, "Shear Friction and High-Strength Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 98, No. 1, Jan.-Feb., pp. 50-59.

Mattock, A. H., and Hawkins, N. M., 1972, "Shear Transfer in Reinforced Concrete—Recent Research," *PCI Journal*, V. 17, No. 2, Mar.-Apr., pp. 55-75.

Mattock, A. H.; Chen, K. C.; and Soongswang, K., 1976a, "The Behavior of Reinforced Concrete Corbels," *PCI Journal*, V. 21, No. 2, Mar.-Apr., pp. 52-77.

Mattock, A. H.; Li, W. K.; and Want, T. C., 1976b, "Shear Transfer in Lightweight Reinforced Concrete," *PCI Journal*, V. 21, No. 1, Jan.-Feb., pp. 20-39.

Mattock, A. H.; Johal, L.; and Chow, H. C., 1975, "Shear Transfer in Reinforced Concrete with Moment or Tension Acting Across the Shear Plane," *PCI Journal*, V. 20, No. 4, July-Aug., pp. 76-93.

Mattock, A. H.; Kriz, L. B.; and Hognestad, E., 1961, "Rectangular Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design," *ACI Journal Proceedings*, V. 57, No. 8, Feb., pp. 875-928.

Mattock, A. H.; Yamazaki, J.; and Kattula, B. T., 1971, "Comparative Study of Prestressed Concrete Beams, with and without Bond," *ACI Journal Proceedings*, V. 68, No. 2, Feb., pp. 116-125.

Megally, S., and Ghali, A., 2002, "Punching Shear Design of Earthquake-Resistant Slab-Column Connections," *ACI Structural Journal*, V. 97, No. 5, Sept.-Oct., pp. 720-730.

Meinheit, D. F., and Jirsa, J. O., 1977, "Shear Strength of Reinforced Concrete Beam-Column Joints," Report No. 77-1, Department of Civil Engineering, Structures Research Laboratory, University of Texas at Austin, Austin, TX, Jan.

Meinheit, D. F., and Jirsa, J. O., 1981, "Shear Strength of R/C Beam-Column Connections," *Journal of the Structural Division*, ASCE, V. 107, Nov., pp. 2227-2244.

Menn, C., 1986, *Prestressed Concrete Bridges*, Birkhäuser, Basle, ed., 535 pp.

Mirza, S. A., 1990, "Flexural Stiffness of Rectangular Reinforced Concrete Columns," *ACI Structural Journal*, V. 87, No. 4, July-Aug., pp. 425-435.

Mirza, S. A.; Lee, P. M.; and Morgan, D. L., 1987, "ACI Stability Resistance Factor for RC Columns," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 113, No. 9, Sept., pp. 1963-1976. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1987)113:9(1963)

Moehle, J. P., 1996, "Seismic Design Considerations for Flat Plate Construction," *Mete A. Sozen Symposium: A Tribute from his Students*, SP-162, J. K. Wight and M. E. Kreger, eds., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 1-35.

Moehle, J. P., 1988, "Strength of Slab-Column Edge Connections," *ACI Structural Journal*, V. 85, No. 1, Jan.-Feb., pp. 89-98.

Moehle, J. P., 1992, "Displacement-Based Design of RC Structures Subjected to Earthquakes," *Earthquake Spectra*, V.

- 8, No. 3, Aug., pp. 403-428. doi: 10.1193/1.1585688
- Moehle, J. P.; Ghodsi, T.; Hooper, J. D.; Fields, D. C.; and Gedhada, R., 2011, "Seismic Design of Cast-in-Place Concrete Special Structural Walls and Coupling Beams: A Guide for Practicing Engineers," *NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 6*, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD.
- Moehle, J. P., Hooper, J. D.; Kelly, D. J.; and Meyer, T. R., 2010, "Seismic Design of Cast-in-Place Concrete Diaphragms, Chords, and Collectors: A Guide for Practicing Engineers," *NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 3*, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD, NIST GCR 10-917-4.
- Mitchell, D., and Collins, M. P., 1976, "Detailing for Torsion," *ACI Journal Proceedings*, V. 73, No. 9, Sept., pp. 506-511.
- Mitchell, D., and Cook, W. D., 1984, "Preventing Progressive Collapse of Slab Structures," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, V. 110, No. 7, July, pp. 1513-1532. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1984)110:7(1513)
- Mojtahedi, S., and Gamble, W. L., 1978, "Ultimate Steel Stresses in Unbonded Prestressed Concrete," *Proceedings, ASCE*, V. 104, No. ST7, July, pp. 1159-1165.
- Mphonde, A. G., and Frantz, G. C., 1984, "Shear Tests of High- and Low-Strength Concrete Beams without Stirrups," *ACI Journal Proceedings*, V. 81, No. 4, July-Aug., pp. 350-357.
- Muguruma, H., and Watanabe, F., 1990, "Ductility Improvement of High-Strength Concrete Columns with Lateral Confinement," *Proceedings, Second International Symposium on High-Strength Concrete*, SP-121, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 47-60.
- Muttoni, A.; Schwartz, J.; and Thürlmann, B., 1997, *Design of Concrete Structures with Stress Fields*, Birkhauser, Boston, MA, 143 pp.
- Nakaki, S. D.; Stanton, J. F.; and Sritharan, S., 1995, "An Overview of the PRESS Five-Story Precast Test Building," *PCI Journal*, V. 44, No. 2, Apr., pp. 26-39.
- NEHRP, 1994, "The NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings," Building Seismic Safety Council, Washington, DC.
- Nichols, J. R., 1914, "Statistical Limitations upon the Steel Requirement in Reinforced Concrete Flat Slab Floors," *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, V. 77, pp. 1670-1736.
- Nilsson, I. H. E., and Losberg, A., 1976, "Reinforced Concrete Corners and Joints Subjected to Bending Moment," *Journal of the Structural Division, ASCE*, V. 102, June, pp. 1229-1254.
- Odello, R. J., and Mehta, B. M., 1967, "Behavior of a Continuous Prestressed Concrete Slab with Drop Panels," *Report*, Division of Structural Engineering and Structural Mechanics, University of California, Berkeley, Berkeley, CA.
- Oesterle, R. G., 1997, "The Role of Concrete Cover in Crack Control Criteria and Corrosion Protection," RD Serial No. 2054, Portland Cement Association, Skokie, IL.
- Olesen, S. E.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., 1967, "Investigation of Prestressed Reinforced Concrete for

- Highway Bridges, Part IV: Strength in Shear of Beams with Web Reinforcement," *Bulletin* No. 493, Engineering Experiment Station, University of Illinois, Urbana, IL.
- Orangun, C. O.; Jirsa, J. O.; and Breen, J. E., 1977, "A Reevaluation of Test Data on Development Length and Splices," *ACI Journal Proceedings*, V. 74, No. 3, Mar., pp. 114-122.
- Ospina, C. E., and Alexander, S. D. B., 1998, "Transmission of Interior Concrete Column Loads through Floors," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, V. 124, No. 6, June, pp. 602-610. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1998)124:6(602)
- Ožbolt, J.; Elieghausen, R.; Periškić, G.; and Mayer, U., 2007, "3D FE Analysis of Anchor Bolts with Large Embedments," *Engineering Fracture Mechanics*, V. 74, No. 1-2, Jan., pp. 168-178. doi: 10.1016/j.engfracmech.2006.01.019
- Ozcebe, G.; Ersoy, U.; and Tankut, T., 1999, "Evaluation of Minimum Shear Reinforcement for Higher Strength Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 96, No. 3, May-June, pp. 361-368.
- Ozyildirim, C., and Halstead, W., 1988, "Resistance to Chloride Ion Penetration of Concretes Containing Fly Ash, Silica Fume, or Slag," *Permeability of Concrete*, SP-108, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 35-61.
- Palmieri, L.; Saqan, E.; French, C.; and Kreger, M., 1996, "Ductile Connections for Precast Concrete Frame Systems," *Mete A. Sozen Symposium: A Tribute from his Students*, SP-162, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 315-335.
- Pan, A., and Moehle, J. P., 1989, "Lateral Displacement Ductility of Reinforced Concrete Flat Plates," *ACI Structural Journal*, V. 86, No. 3, May-June, pp. 250-258.
- Park, R., and Paulay, T., 1975, *Reinforced Concrete Structures*, Wiley-Interscience, New York, 769 pp.
- Park, R., and Thompson, K. J., 1977, "Cyclic Load Tests on Prestressed and Partially Prestressed Beam-Column Joints," *PCI Journal*, V. 22, No. 3, pp. 84-110.
- Parra-Montesinos, G. J., 2006, "Shear Strength of Beams with Deformed Steel Fibers," *Concrete International*, V. 28, No. 11, Nov., pp. 57-66.
- Paulay, T., and Binney, J. R., 1974, "Diagonally Reinforced Coupling Beams of Shear Walls," *Shear in Reinforced Concrete*, SP-42, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 579-598.
- Paulson, C.; Graham, S. K.; and Rautenberg, J. M., 2013, "Determination of Yield Strength for Nonprestressed Steel Reinforcement," Charles Pankow Foundation RGA #04-13, WJE No. 2013.4171, Wiss, Janney, Elstner Associates, Inc., Pasadena, CA, Dec. 31, 100 pp.
- Paultre, P., and Légeron, F., 2008, "Confidence Reinforcement Design for Reinforced Concrete Columns," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, V. 134, No. 5, pp. 738-749. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134:5(738)
- Pauw, A., 1960, "Static Modulus of Elasticity of Concrete as Affected by Density," *ACI Journal Proceedings*, V. 57, No. 6, Dec., pp. 679-687.
- PCI, 1993, "Recommended Practice for Design,

Manufacture, and Installation of Prestressed Concrete Piling," *PCI Journal*, V. 38, No. 2, Mar.-Apr., pp. 14-41.

PCI Building Code Committee, 1986, "Proposed Design Requirements for Precast Concrete," *PCI Journal*, V. 31, No. 6, Nov.-Dec., pp. 32-47.

PCI Committee on Precast Concrete Bearing Wall Buildings, 1976, "Considerations for the Design of Precast Concrete Bearing Wall Buildings to Withstand Abnormal Loads," *PCI Journal*, V. 21, No. 2, Mar.-Apr., pp. 18-51.

PCI Committee on Prestress Losses, 1975, "Recommendations for Estimating Prestress Losses," *PCI Journal*, V. 20, No. 4, July-Aug., pp. 43-75.

Perez, F. J.; Pessiki, S.; Sause, R.; and Lu, L.-W., 2003, "Lateral Load Tests of Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Walls," *Large Scale Structural Testing*, SP-211, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 161-182.

Pessiki, S.; Graybeal, B.; and Mudlock, M., 2001, "Proposed Design of High-Strength Spiral Reinforcement in Compression Members," *ACI Structural Journal*, V. 98, No. 6, Nov.-Dec., pp. 799-810.

Pfister, J. F., 1964, "Influence of Ties on the Behavior of Reinforced Concrete Columns," *ACI Journal Proceedings*, V. 61, No. 5, May, pp. 521-537.

Pfister, J. F., and Mattock, A. H., 1963, "High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 5: Lapped Splices in Concentrically Loaded Columns," *Journal*, PCA Research and Development Laboratories, V. 5, No. 2, May, pp. 27-40.

Popov, E. P.; Bertero, V. V.; and Krawinkler, H., 1972, "Cyclic Behavior of Three R/C Flexural Members with High Shear," *EERC Report* No. 72-5, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Berkeley, CA, Oct.

Portland Cement Association (PCA), 1946, "Design of Deep Girders," IS079D, Portland Cement Association, Skokie, IL, 10 pp.

Portland Cement Association (PCA), 1972, *Handbook of Frame Constants*, Skokie, IL, 1972, 34 pp.

Portland Cement Association (PCA), 1980, "Design and Construction of Large-Panel Concrete Structures," six reports, 762 pp., EB 100D; three studies, 300 pp., 1980, EB 102D, 1976-1980, Portland Cement Association, Skokie, IL.

Portland Cement Association (PCA), 2011, "Design and Control of Concrete Mixtures," 15th edition, Portland Cement Association, Skokie, IL, 444 pp.

Primavera, E. J.; Pinelli, J.-P.; and Kalajian, E. H., 1997, "Tensile Behavior of Cast-in-Place and Undercut Anchors in High-Strength Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 94, No. 5, Sept.-Oct., pp. 583-594.

Powers, T. C., 1975, "Freezing Effects in Concrete," *Durability of Concrete*, SP-47, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 1-11.

Priestley, M. J. N.; Sritharan, S.; Conley, J.; and Pampanin, S., 1999, "Preliminary Results and Conclusions from the PRESSS Five-Story Precast Concrete Test Building," *PCI Journal*, V. 44, No. 6, Nov.-Dec., pp. 42-67.

Rabbat, B. G.; Kaar, P. H.; Russell, H. G.; and Bruce, R. N. Jr., 1979, "Fatigue Tests of Pretensioned Girders with

Blanketed and Draped Strands," *PCI Journal*, V. 24, No. 4, July-Aug., pp. 88-114.

Reineck, K.-H., ed., 2002, *Strut-and-Tie Models*, SP-208, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 250 pp.

Reineck, K.-H., and Novak, L., C., eds., 2010, *Further Examples for the Design of Structural Concrete with Strut-and-Tie Models*, SP-273, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 288 pp.

Restrepo, J. I., 2002, "New Generation of Earthquake Resisting Systems," *Proceedings*, First fib Congress, Session 6, Osaka, Japan, Oct., pp. 41-60.

Restrepo, J. I.; Park, R.; and Buchanan, A. H., 1995a, "Tests on Connections of Earthquake Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames of Buildings," *PCI Journal*, V. 40, No. 4, July-Aug., pp. 44-61.

Restrepo, J.; Park, R.; and Buchanan, A. H., 1995b, "Design of Connections of Earthquake Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames," *PCI Journal*, V. 40, No. 5, pp. 68-80.

Richart, F. E., 1933, "Reinforced Concrete Column Investigation—Tentative Final Report of Committee 105," *ACI Journal Proceedings*, V. 29, No. 5, Feb., pp. 275-282.

Richart, F. E.; Brandzaeg, A.; and Brown, R. L., 1929, "The Failure of Plain and Spirally Reinforced Concrete in Compression," *Bulletin* No. 190, University of Illinois Engineering Experiment Station, Urbana, IL, Apr., 74 pp.

Rogowsky, D. M., and MacGregor, J. G., 1986, "Design of Reinforced Concrete Deep Beams," *Concrete International*, V. 8, No. 8, Aug., pp. 46-58.

Roller, J. J., and Russell, H. G., 1990, "Shear Strength of High-Strength Concrete Beams with Web Reinforcement," *ACI Structural Journal*, V. 87, No. 2, Mar.-Apr., pp. 191-198.

Rose, D. R., and Russell, B. W., 1997, "Investigation of Standardized Tests to Measure the Bond Performance of Prestressing Strand," *PCI Journal*, V. 42, No. 4, July-Aug., pp. 56-80.

Russell, B. W., and Burns, N. H., 1996, "Measured Transfer Lengths of 0.5 and 0.6 in. Strands in Pretensioned Concrete," *PCI Journal*, V. 41, No. 5, Sept.-Oct., pp. 44-65.

Rutledge, S., and DeVries, R. A., 2002, "Development of D45 Wire in Concrete," *Report*, School of Civil and Environmental Engineering, Oklahoma State University, Stillwater, OK, Jan., 28 pp.

Saatcioglu, M., and Razvi, S. R., 2002, "Displacement-Based Design of Reinforced Concrete Columns for Confinement," *ACI Structural Journal*, V. 99, No. 1, Jan.-Feb., pp. 3-11.

Sabnis, G. M., Meyers, B. L.; and Roll, F., eds., 1974, *Deflections of Concrete Structures*, SP-43, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 637 pp.

Saemann, J. C., and Washa, G. W., 1964, "Horizontal Shear Connections between Precast Beams and Cast-in-Place Slabs," *ACI Journal Proceedings*, V. 61, No. 11, Nov., pp. 1383-1409. Also see discussion, *ACI Journal Proceedings*, V. 62, June 1965.

Sakai, K., and Sheikh, S. A., 1989, "What Do We Know about Confinement in Reinforced Concrete Columns? (A Critical Review of Previous Work and Code Provisions)," *ACI*

- Structural Journal*, V. 86, No. 2, Mar.-Apr., pp. 192-207.
- Salmons, J. R., and McCrate, T. E., 1977, "Bond Characteristics of Untensioned Prestressing Strand," *PCI Journal*, V. 22, No. 1, Jan.-Feb., pp. 52-65.
- Sant, J. K., and Bletzacker, R. W., 1961, "Experimental Study of Lateral Stability of Reinforced Concrete Beams," *ACI Journal Proceedings*, V. 58, No. 6, Dec., pp. 713-736.
- Sason, A. S., 1992, "Evaluation of Degree of Rusting on Prestressed Concrete Strand," *PCI Journal*, V. 37, No. 3, May-June, pp. 25-30.
- SBC, 1999, "Standard Building Code," Southern Building Code Congress International, Inc., Birmingham, AL.
- Schlaich, J.; Schafer, K.; and Jennewein, M., 1987, "Toward a Consistent Design of Structural Concrete," *PCI Journal*, V. 32, No. 3, May-June, pp. 74-150.
- Scordelis, A. C., 1990, "Non-Linear Material, Geometric, and Time Dependent Analysis of Reinforced and Prestressed Concrete Shells," *Bulletin*, International Association for Shells and Spatial Structures, Madrid, Spain, No. 102, Apr., pp. 57-90.
- Scordelis, A. C.; Lin, T. Y.; and Itaya, R., 1959, "Behavior of a Continuous Slab Prestressed in Two Directions," *ACI Journal Proceedings*, V. 56, No. 6, Dec., pp. 441-459.
- Seismology Committee of the Structural Engineers Association of California (SEAOC), 1996, "Recommended Lateral Force Requirements and Commentary," sixth edition, Seismology Committee of the Structural Engineers Association of California, Sacramento, CA, 504 pp.
- Shaikh, A. F., and Branson, D. E., 1970, "Non-Tensioned Steel in Prestressed Concrete Beams," *PCI Journal*, V. 15, No. 1, Feb., pp. 14-36.
- Shaikh, A. F., and Yi, W., 1985, "In-Place Strength of Welded Headed Studs," *PCI Journal*, V. 30, No. 2, Mar.-Apr., pp. 56-81.
- Sivakumar, B.; Gergely, P.; and White, R. N., 1983, "Suggestions for the Design of R/C Lapped Splices for Seismic Loading," *Concrete International*, V. 5, No. 2, Feb., pp. 46-50.
- Smith, S. W., and Burns, N. H., 1974, "Post-Tensioned Flat Plate to Column Connection Behavior," *PCI Journal*, V. 19, No. 3, May-June, pp. 74-91.
- Spragg, R.; Castro, J.; Li, W.; Pour-Ghaz, M.; Huang, P.; and Weiss, W. J., 2011, "Wetting and Drying of Concrete in the Presence of Deicing Salt Solutions," *Cement and Concrete Composites*, V. 33, No. 5, May, pp. 535-542.
- Stecich, J.; Hanson, J. M.; and Rice, P. F., 1984, "Bending and Straightening of Grade 60 Reinforcing Bars," *Concrete International*, V. 6, No. 8, Aug., pp. 14-23.
- Stone, W.; Cheok, G.; and Stanton, J., 1995, "Performance of Hybrid Moment-Resisting Precast Beam-Column Concrete Connections Subjected to Cyclic Loading," *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 2, Mar.-Apr., pp. 229-249.
- Sugano, S.; Nagashima, T.; Kimura, H.; Tamura, A.; and Ichikawa, A., 1990, "Experimental Studies on Seismic Behavior of Reinforced Concrete Members of High Strength Concrete," *Proceedings, Second International Symposium on High-Strength Concrete*, SP-121, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 61-87.
- Taylor, C. P.; Cote, P. A.; and Wallace, J. W., 1998, "Design of Slender RC Walls with Openings," *ACI Structural Journal*, V. 95, No. 4, July-Aug., pp. 420-433.
- Thompson, K. J., and Park, R., 1980, "Seismic Response of Partially Prestressed Concrete," *Journal of the Structural Division*, ASCE, V. 106, pp. 1755-1775.
- Thompson, M. K.; Jirsa, J. O.; and Breen, J. E., 2006a, "CCT Nodes Anchored by Headed Bars—Part 2: Capacity of Nodes," *ACI Structural Journal*, V. 103, No. 1, Jan.-Feb., pp. 65-73.
- Thompson, M. K.; Ledesma, A.; Jirsa, J. O.; and Breen, J. E., 2006b, "Lap Splices Anchored by Headed Bars," *ACI Structural Journal*, V. 103, No. 2, Mar.-Apr., pp. 271-279.
- Thompson, M. K.; Ziehl, M. J.; Jirsa, J. O.; and Breen, J. E., 2005, "CCT Nodes Anchored by Headed Bars—Part 1: Behavior of Nodes," *ACI Structural Journal*, V. 102, No. 6, Nov.-Dec., pp. 808-815.
- Thomsen, J. H. IV, and Wallace, J. W., 2004, "Displacement-Based Design of Slender Reinforced Concrete Structural Walls—Experimental Verification," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 130, No. 4, pp. 618-630. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:4(618)
- Tikka, T. K., and Mirza, S. A., 2006, "Nonlinear Equation for Flexural Stiffness of Slender Composite Columns in Major Axis Bending," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 132, No. 3, Mar., pp. 387-399. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2006)132:3(387)
- Treese, R. A., and Jirsa, J. O., 1989, "Bond Strength of Epoxy-Coated Reinforcing Bars," *ACI Materials Journal*, V. 86, No. 2, Mar.-Apr., pp. 167-174.
- Vanderbilt, M. D., 1972, "Shear Strength of Continuous Plates," *Journal of the Structural Division*, ASCE, V. 98, May, pp. 961-973.
- Vanderbilt, M. D.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., 1969, "Test of a Modified Reinforced Concrete Two-Way Slab," *Proceedings*, ASCE, V. 95, No. ST6, June, pp. 1097-1116.
- Vanderbilt, M. D., and Corley, W. G., 1983, "Frame Analysis of Concrete Buildings," *Concrete International*, V. 5, No. 12, Dec., pp. 33-43.
- Vintzileou, E., and Eligehausen, R., 1992, "Behavior of Fasteners under Monotonic or Cyclic Shear Displacements," *Anchors in Concrete: Design and Behavior*, SP-130, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 181-203.
- Wallace, J. W., 1996, "Evaluation of UBC-94 Provisions for Seismic Design of RC Structural Walls," *Earthquake Spectra*, V. 12, No. 2, May, pp. 327-348. doi: 10.1193/1.1585883
- Wallace, J. W., 2012, "Behavior, Design, and Modeling of Structural Walls and Coupling Beams—Lessons from Recent Laboratory Tests and Earthquakes," *International Journal of Concrete Structures and Materials*, V. 6, No. 1, pp. 3-18. doi: 10.1007/s40069-012-0001-4
- Wallace, J. W., and Orakcal, K., 2002, "ACI 318-99 Provisions for Seismic Design of Structural Walls," *ACI Structural Journal*, V. 99, No. 4, July-Aug., pp. 499-508.
- Wallace, J. W.; Massone, L. M.; Bonelli, P.; Dragovich,

J.; Lagos, R.; Lüder, C.; and Moehle, J. P., 2012, "Damage and Implications for Seismic Design of RC Structural Wall Buildings," *Earthquake Spectra*, V. 28, No. S1, June, pp. 281-299. doi: 10.1193/1.4000047

Watson, S.; Zahn, F. A.; and Park, R., 1994, "Confining Reinforcement for Concrete Columns," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 120, No. 6, June, pp. 1798-1824. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1994)120:6(1798)

Wilson, E. L., 1997, "Three-Dimensional Dynamic Analysis of Structures—With Emphasis on Earthquake Engineering," Computers and Structures, Inc., Berkeley, CA.

Winter, G., 1979, "Safety and Serviceability Provisions in the ACI Building Code," *Concrete Design: U.S. and European Practices*, SP-59, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 35-49.

Wire Reinforcement Institute, 2001, "Structural Welded Wire Reinforcement Manual of Standard Practice," sixth edition, Hartford, CT, Apr., 38 pp.

Wood, S. L.; Stanton, J. F.; and Hawkins, N. M., 2000, "Development of New Seismic Design Provisions for Diaphragms Based on the Observed Behavior of Precast Concrete Parking Garages during the 1994 Northridge Earthquake," *PCI Journal*, V. 45, No. 1, Jan.-Feb., pp. 50-65.

Wyllie, L. A. Jr., 1987, "Structural Walls and Diaphragms— How They Function," *Building Structural Design Handbook*, R. N. White and C. G. Salmon, eds., John Wiley & Sons, Inc., New York, pp. 188-215.

Xanthakis, M., and Sozen, M. A., 1963, "An Experimental Study of Limit Design in Reinforced Concrete Flat Slabs," *Structural Research Series* No. 277, Civil Engineering Studies, University of Illinois, Urbana, IL, Dec., 159 pp.

Yamada, T.; Nanni, A.; and Endo, K., 1991, "Punching Shear Resistance of Flat Slabs: Influence of Reinforcement Type and Ratio," *ACI Structural Journal*, V. 88, No. 4, July-Aug., pp. 555-563.

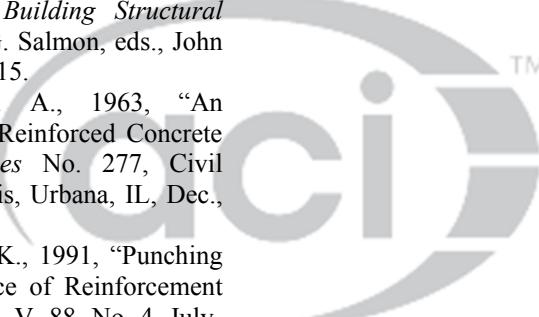
Yoshioka, K., and Sekine, M., 1991, "Experimental Study of Prefabricated Beam-Column Subassemblages," *Design of Beam-Column Joints for Seismic Resistance*, SP-123, J. O. Jirsa, ed., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 465-492.

Zhang, Y.; Klingner, R. E.; and Graves, H. L. III, 2001, "Seismic Response of Multiple-Anchor Connections to Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 98, No. 6, Nov.-Dec., pp. 811-822.

Zhu, S., and Jirsa, J. O., 1983, "Study of Bond Deterioration in Reinforced Concrete Beam-Column Joints," PMFSEL Report No. 83-1, Department of Civil Engineering, University of Texas at Austin, Austin, TX, July.

Zia, P.; Preston, H. K.; Scott, N. L.; and Workman, E. B., 1979, "Estimating Prestress Losses," *Concrete International*, V. 1, No. 6, June, pp. 32-38.

Zia, P., and Hsu, T. T. C., 2004, "Design for Torsion and Shear in Prestressed Concrete Flexural Members," *PCI Journal*, V. 49, No. 3, May-June, pp. 34-38.



APÉNDICE A — INFORMACIÓN SOBRE EL ACERO DE REFUERZO

Como una ayuda a los usuarios del Reglamento del ACI, se anexa la información acerca de diámetros, área y peso de diferentes aceros de refuerzo.

BARRAS ESTÁNDAR DE ASTM

Barra, No.	Diámetro nominal, pulg.	Área nominal, pulg. ²	Peso nominal, lb./pie
3	0.375	0.11	0.376
4	0.500	0.20	0.668
5	0.625	0.31	1.043
6	0.750	0.44	1.502
7	0.875	0.60	2.044
8	1.000	0.79	2.670
9	1.128	1.00	3.400
10	1.270	1.27	4.303
11	1.410	1.56	5.313
14	1.693	2.25	7.650
18	2.257	4.00	13.60

TORONES, ALAMBRES Y BARRAS PARA PREESFORZADO DE ASTM

Tipo*	Diámetro nominal, pulg.	Área nominal, pulg. ²	Peso nominal, lb./pie
Torón de 7 alambres (Grado 250)	1/4 (0.250)	0.036	0.122
	5/16 (0.313)	0.058	0.197
	3/8 (0.375)	0.080	0.272
	7/16 (0.438)	0.108	0.367
	1/2 (0.500)	0.144	0.490
	(0.600)	0.216	0.737
Torón de 7 alambres (Grado 270)	3/8 (0.375)	0.085	0.290
	7/16 (0.438)	0.115	0.390
	1/2 (0.500)	0.153	0.520
	(0.520)	0.167	0.570
	(0.563)	0.192	0.650
	(0.600)	0.217	0.740
Alambre de preesforzado	(0.620)	0.231	0.780
	(0.700)	0.294	1.000
	0.192	0.029	0.098
	0.196	0.030	0.102
Barras de preesforzado (Tipo I, lisas)	0.250	0.049	0.170
	0.276	0.060	0.204
	3/4	0.44	1.50
	7/8	0.60	2.04
	1	0.78	2.67
	1-1/8	0.99	3.38
Barras de preesforzado (Tipo II, corrugadas)	1-1/4	1.23	4.17
	1-3/8	1.48	5.05
	5/8	0.28	0.98
	3/4	0.42	1.49
	1	0.85	3.01
	1-1/4	1.25	4.39
	1-3/8	1.58	5.56
	1-3/4	2.58	9.10
	2-1/2	5.16	18.20
	3	6.85	24.09

*La disponibilidad de algunos torones, alambres y diámetros de barra debe investigarse con anticipación

REFUERZO ESTÁNDAR DE ALAMBRE DEL WRI*

Tamaño W y D		Diámetro Nominal, pulg. ²	Área Nominal, pulg. ²	Peso Nominal, lb./pie	Área, pulg. ² /pie de ancho para diferentes espaciamientos						
					Espaciamiento centro a centro en pulg.						
Liso	Corrugado				2	3	4	6	8	10	12
W31	D31	0.628	0.310	1.054	1.86	1.24	0.93	0.62	0.46	0.37	0.31
W30	D30	0.618	0.300	1.020	1.80	1.20	0.90	0.60	0.45	0.36	0.30
W28	D28	0.597	0.280	0.952	1.68	1.12	0.84	0.56	0.42	0.33	0.28
W26	D26	0.575	0.260	0.934	1.56	1.04	0.78	0.52	0.39	0.31	0.26
W24	D24	0.553	0.240	0.816	1.44	0.96	0.72	0.48	0.36	0.28	0.24
W22	D22	0.529	0.220	0.748	1.32	0.88	0.66	0.44	0.33	0.26	0.22
W20	D20	0.504	0.200	0.680	1.20	0.80	0.60	0.40	0.30	0.24	0.20
W18	D18	0.478	0.180	0.612	1.08	0.72	0.54	0.36	0.27	0.21	0.18
W16	D16	0.451	0.160	0.544	0.96	0.64	0.48	0.32	0.24	0.19	0.16
W14	D14	0.422	0.140	0.476	0.84	0.56	0.42	0.28	0.21	0.16	0.14
W12	D12	0.390	0.120	0.408	0.72	0.48	0.36	0.24	0.18	0.14	0.12
W11	D11	0.374	0.110	0.374	0.66	0.44	0.33	0.22	0.16	0.13	0.11
W10.5		0.366	0.105	0.357	0.63	0.42	0.315	0.21	0.15	0.12	0.105
W10	D10	0.356	0.100	0.340	0.60	0.40	0.30	0.20	0.15	0.12	0.10
W9.5		0.348	0.095	0.323	0.57	0.38	0.285	0.19	0.14	0.11	0.095
W9	D9	0.338	0.090	0.306	0.54	0.36	0.27	0.18	0.13	0.10	0.09
W8.5		0.329	0.085	0.289	0.51	0.34	0.255	0.17	0.12	0.10	0.085
W8	D8	0.319	0.080	0.272	0.48	0.32	0.24	0.16	0.12	0.09	0.08
W7.5		0.309	0.075	0.255	0.45	0.30	0.225	0.15	0.11	0.09	0.075
W7	D7	0.298	0.070	0.238	0.42	0.28	0.21	0.14	0.10	0.08	0.07
W6.5		0.288	0.065	0.221	0.39	0.26	0.195	0.13	0.09	0.07	0.065
W6	D6	0.276	0.060	0.204	0.36	0.24	0.18	0.12	0.09	0.07	0.06
W5.5		0.264	0.055	0.187	0.33	0.22	0.165	0.11	0.08	0.06	0.055
W5	D5	0.252	0.050	0.170	0.30	0.20	0.15	0.10	0.07	0.06	0.05
W4.5		0.240	0.045	0.153	0.27	0.18	0.135	0.09	0.06	0.05	0.045
W4	D4	0.225	0.040	0.136	0.24	0.16	0.12	0.08	0.06	0.04	0.04
W3.5		0.211	0.035	0.119	0.21	0.14	0.105	0.07	0.05	0.04	0.035
W3		0.195	0.030	0.102	0.18	0.12	0.09	0.06	0.04	0.03	0.03
W2.9		0.192	0.029	0.098	0.174	0.116	0.087	0.058	0.04	0.03	0.029
W2.5		0.178	0.025	0.085	0.15	0.10	0.075	0.05	0.03	0.03	0.025
W2		0.159	0.020	0.068	0.12	0.08	0.06	0.04	0.03	0.02	0.02
W1.4		0.135	0.014	0.049	0.084	0.056	0.042	0.028	0.02	0.01	0.014

*Referencia "Structural Welded Wire Reinforcement Manual of Standard Practice," Wire Reinforcement Institute, Hartford, CT, 6th Edition, Apr. 2001, 38 pp.

APÉNDICE B
EQUIVALENCIA ENTRE EL SISTEMA MÉTRICO SI, EL SISTEMA MÉTRICO MKS, Y EL SISTEMA DE UNIDADES USUALES EN USA DE LAS ECUACIONES NO HOMOGÉNEAS DEL REGLAMENTO

	Sistema SI esfuerzos en MPa	Sistema mks esfuerzos en kgf/cm ²	Sistema de unidades usuales en USA esfuerzos en libras por pulgada cuadrada (lb./pulg. ²)
	1 MPa	10 kgf/cm ²	145 lb./pulg. ²
	$f'_c = 21$ MPa	$f'_c = 210$ kgf/cm ²	$f'_c = 3000$ lb./pulg. ²
	$f'_c = 28$ MPa	$f'_c = 280$ kgf/cm ²	$f'_c = 4000$ lb./pulg. ²
	$f'_c = 35$ MPa	$f'_c = 350$ kgf/cm ²	$f'_c = 5000$ lb./pulg. ²
	$f'_c = 40$ MPa	$f'_c = 420$ kgf/cm ²	$f'_c = 6000$ lb./pulg. ²
	$f_y = 280$ MPa	$f_y = 2800$ kgf/cm ²	$f_y = 40,000$ lb./pulg. ²
	$f_y = 420$ MPa	$f_y = 4200$ kgf/cm ²	$f_y = 60,000$ lb./pulg. ²
	$f_{pu} = 1725$ MPa	$f_{pu} = 17,600$ kgf/cm ²	$f_{pu} = 250,000$ lb./pulg. ²
	$f_{pu} = 1860$ MPa	$f_{pu} = 19,000$ kgf/cm ²	$f_{pu} = 270,000$ lb./pulg. ²
	$\sqrt{f'_c}$ en MPa	$3.18\sqrt{f'_c}$ en kgf/cm ²	$12\sqrt{f'_c}$ en lb./pulg. ²
	$0.313\sqrt{f'_c}$ en MPa	$\sqrt{f'_c}$ en kgf/cm ²	$3.77\sqrt{f'_c}$ en lb./pulg. ²
	$0.083\sqrt{f'_c}$ en MPa	$0.27\sqrt{f'_c}$ en kgf/cm ²	$\sqrt{f'_c}$ en lb./pulg. ²
	$0.17\sqrt{f'_c}$ en MPa	$0.53\sqrt{f'_c}$ en kgf/cm ²	$2\sqrt{f'_c}$ en lb./pulg. ²
6.6.4.5.4	$M_{2,min} = P_u (15 + 0.03h)$	$M_{2,min} = P_u (1.5 + 0.03h)$	$M_{2,min} = P_u (0.6 + 0.03h)$
7.3.1.1.1	$\left(0.4 + \frac{f_y}{700}\right)$	$\left(0.4 + \frac{f_y}{7000}\right)$	$\left(0.4 + \frac{f_y}{100,000}\right)$
7.3.1.1.2	$(1.65 - 0.0003w_c) \geq 1.09$	$(1.65 - 0.0003w_c) \geq 1.09$	$(1.65 - 0.005w_c) \geq 1.09$
7.6.1.1	$\frac{0.0018 \times 420}{f_y} A_s$	$\frac{0.0018 \times 4200}{f_y} A_s$	$\frac{0.0018 \times 60,000}{f_y} A_s$
7.7.3.5(c)	$0.41 \frac{b_{ws}}{f_{yt}}$	$4.2 \frac{b_{ws}}{f_{yt}}$	$60 \frac{b_{ws}}{f_{yt}}$
8.3.1.2(b)(c)	$h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)} \geq 125$ mm	$h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{14,000}\right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)} \geq 12.5$ cm	$h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{200,000}\right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)} \geq 5$ pulg.
8.3.1.2(d)(e)	$h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 9\beta} \geq 90$ mm	$h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{14,000}\right)}{36 + 9\beta} \geq 9$ cm	$h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{200,000}\right)}{36 + 9\beta} \geq 3.5$ pulg.
8.3.4.1	$f_t \leq 0.50\sqrt{f'_c}$	$f_t \leq 1.6\sqrt{f'_c}$	$f_t \leq 6\sqrt{f'_c}$
8.6.1.1	$\frac{0.0018 \times 420}{f_y} A_s$	$\frac{0.0018 \times 4200}{f_y} A_s$	$\frac{0.0018 \times 60,000}{f_y} A_s$
8.6.2.3	$0.17\sqrt{f'_c}$ $0.50\sqrt{f'_c}$	$0.53\sqrt{f'_c}$ $1.6\sqrt{f'_c}$	$2\sqrt{f'_c}$ $6\sqrt{f'_c}$
8.7.5.6.3.1(a) y (b)	$A_s = \frac{0.37\sqrt{f'_c}b_w d}{f_y}$ $A_s = \frac{2.1b_w d}{f_y}$	$A_s = \frac{1.2\sqrt{f'_c}b_w d}{f_y}$ $A_s = \frac{21b_w d}{f_y}$	$A_s = \frac{4.5\sqrt{f'_c}b_w d}{f_y}$ $A_s = \frac{300b_w d}{f_y}$

B



	Sistema SI esfuerzos en MPa	Sistema mks esfuerzos en kgf/cm ²	Sistema de unidades usuales en USA esfuerzos en libras por pulgada cuadrada (lb./pulg. ²)
8.7.7.1.2	$\phi 0.5\sqrt{f'_c}$	$\phi 1.6\sqrt{f'_c}$	$\phi 6\sqrt{f'_c}$
9.3.1.1.1	$\left(0.4 + \frac{f_y}{700}\right)$	$\left(0.4 + \frac{f_y}{7000}\right)$	$\left(0.4 + \frac{f_y}{100,000}\right)$
9.3.1.1.2	$(1.65 - 0.0003w_c) \geq 1.09$	$(1.65 - 0.0003w_c) \geq 1.09$	$(1.65 - 0.005w_c) \geq 1.09$
9.6.1.2(a) y (b)	$\frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$ $\frac{1.4}{f_y} b_w d$	$\frac{0.80\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$ $\frac{14}{f_y} b_w d$	$\frac{3\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$ $\frac{200}{f_y} b_w d$
9.6.3.1	$V_u \leq \phi 0.17\sqrt{f'_c}b_w d$	$V_u \leq \phi 0.53\sqrt{f'_c}b_w d$	$V_u \leq \phi 2\sqrt{f'_c}b_w d$
9.6.3.3	$A_{v,min} \geq 0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$ $A_{v,min} \geq 0.35 \frac{b_w s}{f_{yt}}$	$A_{v,min} \geq 0.2\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$ $A_{v,min} \geq 3.5 \frac{b_w s}{f_{yt}}$	$A_{v,min} \geq 0.75\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$ $A_{v,min} \geq \frac{50b_w s}{f_{yt}}$
9.6.4.2(a) y (b)	$(A_v + 2A_t)/s \geq 0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$ $(A_v + 2A_t)/s \geq \frac{0.35b_w}{f_{yt}}$	$(A_v + 2A_t)/s \geq 0.2\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$ $(A_v + 2A_t)/s \geq \frac{3.5b_w}{f_{yt}}$	$(A_v + 2A_t)/s \geq 0.75\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$ $(A_v + 2A_t)/s \geq \frac{50b_w}{f_{yt}}$
9.6.4.3(a) y (b)	$A_{\ell,min} \leq \frac{0.42\sqrt{f'_c}A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s}\right)p_h \frac{f_{yt}}{f_y}$ $A_{\ell,min} \leq \frac{0.42\sqrt{f'_c}A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{0.175b_w}{f_{yt}}\right)p_h \frac{f_{yt}}{f_y}$	$A_{\ell,min} \leq \frac{1.33\sqrt{f'_c}A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s}\right)p_h \frac{f_{yt}}{f_y}$ $A_{\ell,min} \leq \frac{1.33\sqrt{f'_c}A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{1.75b_w}{f_{yt}}\right)p_h \frac{f_{yt}}{f_y}$	$A_{\ell,min} \leq \frac{5\sqrt{f'_c}A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s}\right)p_h \frac{f_{yt}}{f_y}$ $A_{\ell,min} \leq \frac{5\sqrt{f'_c}A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{25b_w}{f_{yt}}\right)p_h \frac{f_{yt}}{f_y}$
9.7.3.5(c)	$0.41 \frac{b_w s}{f_{yt}}$	$4.2 \frac{b_w s}{f_{yt}}$	$60 \frac{b_w s}{f_{yt}}$
9.7.6.2.2	$0.33\sqrt{f'_c}b_w d$	$1.1\sqrt{f'_c}b_w d$	$4\sqrt{f'_c}b_w d$
9.9.2.1	$V_u \leq \phi 0.83\sqrt{f'_c}b_w d$	$V_u \leq \phi 2.65\sqrt{f'_c}b_w d$	$V_u \leq \phi 10\sqrt{f'_c}b_w d$
B 10.6.2.2	$A_{v,min} \geq 0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$ $A_{v,min} \geq 0.35 \frac{b_w s}{f_{yt}}$	$A_{v,min} \geq 0.2\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$ $A_{v,min} \geq 3.5 \frac{b_w s}{f_{yt}}$	$A_{v,min} \geq 0.75\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$ $A_{v,min} \geq \frac{50b_w s}{f_{yt}}$
10.7.6.5.2	$0.33\sqrt{f'_c}b_w d$	$1.1\sqrt{f'_c}b_w d$	$4\sqrt{f'_c}b_w d$
11.5.4.3	$0.83\sqrt{f'_c}hd$	$2.65\sqrt{f'_c}hd$	$10\sqrt{f'_c}hd$
11.5.4.5 y 11.5.4.6 (a)	$0.17\lambda\sqrt{f'_c}hd$	$0.53\lambda\sqrt{f'_c}hd$	$2\lambda\sqrt{f'_c}hd$
11.5.4.6(b)	$0.17\left(1 + \frac{N_u}{3.5A_g}\right)\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$	$0.53\left(1 + \frac{N_u}{35A_g}\right)\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$	$2\left(1 + \frac{N_u}{500A_g}\right)\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$
11.5.4.6(d)	$V_c = 0.27\lambda\sqrt{f'_c}hd + \frac{N_u d}{4\ell_w}$	$V_c = 0.88\lambda\sqrt{f'_c}hd + \frac{N_u d}{4\ell_w}$	$V_c = 3.3\lambda\sqrt{f'_c}hd + \frac{N_u d}{4\ell_w}$

	Sistema SI esfuerzos en MPa	Sistema mks esfuerzos en kgf/cm ²	Sistema de unidades usuales en USA esfuerzos en libras por pulgada cuadrada (lb./pulg. ²)
11.5.4.6(e)	$V_c = \left[0.05\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{\ell_w \left(0.11\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{0.2N_u}{\ell_w h} \right)}{M_u - \frac{\ell_w}{2}} \right] hd$	$V_c = \left[0.16\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{\ell_w \left(0.33\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{0.2N_u}{\ell_w h} \right)}{M_u - \frac{\ell_w}{2}} \right] hd$	$V_c = \left[0.6\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{\ell_w \left(1.25\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{0.2N_u}{\ell_w h} \right)}{M_u - \frac{\ell_w}{2}} \right] hd$
12.5.3.3	$V_n = A_{cv} \left(0.17\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y \right)$ $\sqrt{f'_c} \leq 8.3 \text{ MPa}$	$V_n = A_{cv} \left(0.53\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y \right)$ $\sqrt{f'_c} \leq 27 \text{ kgf/cm}^2$	$V_n = A_{cv} \left(2\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y \right)$ $\sqrt{f'_c} \leq 100 \text{ psi}$
12.5.3.4	$V_u \leq \phi 0.66 A_{cv} \sqrt{f'_c}$ $\sqrt{f'_c} \leq 8.3 \text{ MPa}$	$V_u \leq \phi 2.1 A_{cv} \sqrt{f'_c}$ $\sqrt{f'_c} \leq 27 \text{ kgf/cm}^2$	$V_u \leq \phi 8 A_{cv} \sqrt{f'_c}$ $\sqrt{f'_c} \leq 100 \text{ psi}$
12.5.3.4	$\sqrt{f'_c} \leq 8.3 \text{ MPa}$	$\sqrt{f'_c} \leq 27 \text{ kgf/cm}^2$	$\sqrt{f'_c} \leq 100 \text{ psi}$
14.5.2.1(a)	$M_n = 0.42\lambda\sqrt{f'_c} S_m$	$M_n = 1.33\lambda\sqrt{f'_c} S_m$	$M_n = 5\lambda\sqrt{f'_c} S_m$
14.5.4.1(a)	$\frac{M_u}{S_m} - \frac{P_u}{A_g} \leq \phi 0.42\lambda\sqrt{f'_c}$	$\frac{M_u}{S_m} - \frac{P_u}{A_g} \leq \phi 1.33\lambda\sqrt{f'_c}$	$\frac{M_u}{S_m} - \frac{P_u}{A_g} \leq \phi 5\lambda\sqrt{f'_c}$
14.5.5.1(a)	$V_n = 0.11\lambda\sqrt{f'_c} b_w h$	$V_n = 0.35\lambda\sqrt{f'_c} b_w h$	$V_n = \frac{4}{3}\lambda\sqrt{f'_c} b_w h$
14.5.5.1 (b) y (c)	$V_n = 0.11 \left[1 + \frac{2}{\beta} \right] \lambda\sqrt{f'_c} b_o h$ $V_n = 0.22\lambda\sqrt{f'_c} b_o h$	$V_n = 0.35 \left[1 + \frac{2}{\beta} \right] \lambda\sqrt{f'_c} b_o h$ $V_n = 0.71\lambda\sqrt{f'_c} b_o h$	$V_n = \left[1 + \frac{2}{\beta} \right] \frac{4}{3} \lambda\sqrt{f'_c} b_o h$ $V_n = 2 \left(\frac{4}{3} \lambda\sqrt{f'_c} b_o h \right)$
15.4.2	$A_{v,min} \geq 0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$ $A_{v,min} \geq 0.35 \frac{b_w s}{f_{yt}}$	$A_{v,min} \geq 0.2\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$ $A_{v,min} \geq 3.5 \frac{b_w s}{f_{yt}}$	$A_{v,min} \geq 0.75\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$ $A_{v,min} \geq 50 \frac{b_w s}{f_{yt}}$
16.4.4.1	$\phi(3.5b_v d)$	$\phi(35b_v d)$	$\phi(500b_v d)$
16.4.4.2	$\lambda \left(1.8 + 0.6 \frac{A_v f_{yt}}{b_v s} \right) b_v d$ $3.5b_v d$ $0.55b_v d$	$\lambda \left(18 + 0.6 \frac{A_v f_{yt}}{b_v s} \right) b_v d$ $35b_v d$ $5.6b_v d$	$\lambda \left(260 + 0.6 \frac{A_v f_{yt}}{b_v s} \right) b_v d$ $500b_v d$ $80b_v d$
16.4.6.1	$A_{v,min} \geq 0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$ $A_{v,min} \geq 0.35 \frac{b_w s}{f_{yt}}$	$A_{v,min} \geq 0.2\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$ $A_{v,min} \geq 3.5 \frac{b_w s}{f_{yt}}$	$A_{v,min} \geq 0.75\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$ $A_{v,min} \geq 50 \frac{b_w s}{f_{yt}}$
16.5.2.4(b) y (c)	$(3.3 + 0.08f'_c)b_w d$ $11b_w d$	$(34 + 0.08f'_c)b_w d$ $110b_w d$	$(480 + 0.08f'_c)b_w d$ $1600b_w d$
16.5.2.5(b)	$\left(5.5 - 1.9 \frac{a_v}{d} \right) b_w d$	$\left(55 - 20 \frac{a_v}{d} \right) b_w d$	$\left(800 - 280 \frac{a_v}{d} \right) b_w d$
17.4.2.2 a	$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5}$ $k_c = 10 \text{ ó } 7$	$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5}$ $k_c = 10 \text{ ó } 7$	$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5}$ $k_c = 24 \text{ ó } 17$
17.4.2.2b	$N_b = 3.9\lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{5/3}$	$N_b = 5.8\lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{5/3}$	$N_b = 16\lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{5/3}$
17.4.4.1	$N_{sb} = 13c_{a1} \sqrt{A_{brg}} \lambda_a \sqrt{f'_c}$	$N_{sb} = 42.5c_{a1} \sqrt{A_{brg}} \lambda_a \sqrt{f'_c}$	$N_{sb} = 160c_{a1} \sqrt{A_{brg}} \lambda_a \sqrt{f'_c}$

	Sistema SI esfuerzos en MPa	Sistema mks esfuerzos en kgf/cm ²	Sistema de unidades usuales en USA esfuerzos en libras por pulgada cuadrada (lb./pulg. ²)
17.4.5.1d	$10d_a \sqrt{\frac{\tau_{cr}}{7.6}}$	$10d_a \sqrt{\frac{\tau_{cr}}{76}}$	$10d_a \sqrt{\frac{\tau_{cr}}{1100}}$
17.5.2.2 a	$V_b = 0.6 \left(\frac{\ell_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{al})^{1.5}$	$V_b = 1.9 \left(\frac{\ell_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{al})^{1.5}$	$V_b = 7 \left(\frac{\ell_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{al})^{1.5}$
17.5.2.2b	$V_b = 3.7 \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{al})^{1.5}$	$V_b = 3.8 \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{al})^{1.5}$	$V_b = 9 \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{al})^{1.5}$
17.5.2.3	$V_b = 0.66 \left(\frac{\ell_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{al})^{1.5}$	$V_b = 2.1 \left(\frac{\ell_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{al})^{1.5}$	$V_b = 8 \left(\frac{\ell_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{al})^{1.5}$
18.7.5.2	$f'_c > 70 \text{ MPa}$	$f'_c > 700 \text{ kgf/cm}^2$	$f'_c > 10,000 \text{ psi}$
18.7.5.3	$s_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right)$	$s_o = 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3} \right)$	$s_o = 4 + \left(\frac{14 - h_x}{3} \right)$
18.7.5.4(a)	$k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 \geq 1.0$	$k_f = \frac{f'_c}{1750} + 0.6 \geq 1.0$	$k_f = \frac{f'_c}{25,000} + 0.6 \geq 1.0$
18.8.4.1	$1.7 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$	$5.3 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$	$20 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$
	$1.2 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$	$4.0 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$	$15 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$
	$1.0 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$	$3.2 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$	$12 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$
18.8.5.1	$\ell_{dh} = f_y d_b / (5.4 \lambda \sqrt{f'_c})$	$\ell_{dh} = f_y d_b / (17 \lambda \sqrt{f'_c})$	$\ell_{dh} = f_y d_b / (65 \lambda \sqrt{f'_c})$
18.10.2.1	$0.083 A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c}$	$0.27 A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c}$	$A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c}$
18.10.2.2	$0.17 A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c}$	$0.53 A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c}$	$2 A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c}$
18.10.4.1	$V_n = A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$ $\alpha_c = 0.25 \text{ para } \frac{h_w}{\ell_w} \leq 1.5$ $\alpha_c = 0.17 \text{ para } \frac{h_w}{\ell_w} \geq 2.0$	$V_n = A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$ $\alpha_c = 0.80 \text{ para } \frac{h_w}{\ell_w} \leq 1.5$ $\alpha_c = 0.53 \text{ para } \frac{h_w}{\ell_w} \geq 2.0$	$V_n = A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$ $\alpha_c = 3.0 \text{ para } \frac{h_w}{\ell_w} \leq 1.5$ $\alpha_c = 2.0 \text{ para } \frac{h_w}{\ell_w} \geq 2.0$
	$0.66 A_{cv} \sqrt{f'_c}$ $0.83 A_{cw} \sqrt{f'_c}$	$2.12 A_{cv} \sqrt{f'_c}$ $2.65 A_{cw} \sqrt{f'_c}$	$8 A_{cv} \sqrt{f'_c}$ $10 A_{cw} \sqrt{f'_c}$
	$0.83 A_{cw} \sqrt{f'_c}$	$2.65 A_{cw} \sqrt{f'_c}$	$10 A_{cw} \sqrt{f'_c}$
18.10.6.5(a)	$2.8/f_y$	$28/f_y$	$400/f_y$
18.10.6.5(b)	$0.083 A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c}$	$0.27 A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c}$	$A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c}$
18.10.7.2	$0.33 \lambda \sqrt{f'_c} A_{cw}$	$1.1 \lambda \sqrt{f'_c} A_{cw}$	$4 \lambda \sqrt{f'_c} A_{cw}$
18.10.7.4	$V_n = 2 A_{vd} f_y \text{ sen } \alpha \leq 0.83 \sqrt{f'_c} A_{cw}$	$V_n = 2 A_{vd} f_y \text{ sen } \alpha \leq 2.65 \sqrt{f'_c} A_{cw}$	$V_n = 2 A_{vd} f_y \text{ sen } \alpha \leq 10 \sqrt{f'_c} A_{cw}$
18.12.7.6(b)	$A_{v,min} \geq 0.062 \sqrt{f'_c} \frac{b_{ws}}{f_{yt}}$ $A_{v,min} \geq 0.35 \frac{b_{ws}}{f_{yt}}$	$A_{v,min} \geq 0.2 \sqrt{f'_c} \frac{b_{ws}}{f_{yt}}$ $A_{v,min} \geq 3.5 \frac{b_{ws}}{f_{yt}}$	$A_{v,min} \geq 0.75 \sqrt{f'_c} \frac{b_{ws}}{f_{yt}}$ $A_{v,min} \geq \frac{50 b_{ws}}{f_{yt}}$
	$V_n = A_{cv} (0.17 \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$	$V_n = A_{cv} (0.53 \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$	$V_n = A_{cv} (2 \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$
18.12.9.1	$0.66 A_{cv} \sqrt{f'_c}$	$2.12 A_{cv} \sqrt{f'_c}$	$8 A_{cv} \sqrt{f'_c}$
18.14.5.1	$0.29 \sqrt{f'_c}$	$0.93 \sqrt{f'_c}$	$3.5 \sqrt{f'_c}$

	Sistema SI esfuerzos en MPa	Sistema mks esfuerzos en kgf/cm ²	Sistema de unidades usuales en USA esfuerzos en libras por pulgada cuadrada (lb./pulg. ²)
19.2.2.1(a)	$E_c = w_c^{1.5} 0.043\sqrt{f'_c}$	$E_c = w_c^{1.5} 0.14\sqrt{f'_c}$	$E_c = w_c^{1.5} 33\sqrt{f'_c}$
19.2.2.1(b)	$E_c = 4700\sqrt{f'_c}$	$E_c = 15,100\sqrt{f'_c}$	$E_c = 57,000\sqrt{f'_c}$
19.2.3.1	$f_r = 0.62\lambda\sqrt{f'_c}$	$f_r = 2\lambda\sqrt{f'_c}$	$f_r = 7.5\lambda\sqrt{f'_c}$
19.2.4.3	$\lambda = f_{ct}/(0.56\sqrt{f_{cm}}) \leq 1.0$	$\lambda = f_{ct}/(1.78\sqrt{f_{cm}}) \leq 1.0$	$\lambda = f_{ct}/(6.7\sqrt{f_{cm}}) \leq 1.0$
20.3.2.4.1	$f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{100\rho_p}$	$f_{se} + 700 + \frac{f'_c}{100\rho_p}$	$f_{se} + 10,000 + \frac{f'_c}{100\rho_p}$
	$f_{se} + 420$	$f_{se} + 4200$	$f_{se} + 60,000$
	$f_{ps} = f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{300\rho_p}$	$f_{ps} = f_{se} + 700 + \frac{f'_c}{300\rho_p}$	$f_{ps} = f_{se} + 10,000 + \frac{f'_c}{300\rho_p}$
	$f_{se} + 210$	$f_{se} + 2100$	$f_{se} + 30,000$
21.2.3	$\ell_{tr} = \left(\frac{f_{se}}{21}\right)d_b$	$\ell_{tr} = \left(\frac{f_{se}}{210}\right)d_b$	$\ell_{tr} = \left(\frac{f_{se}}{3000}\right)d_b$
22.2.2.4.3	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 28)}{7}$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 280)}{70}$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 4000)}{1000}$
22.5.1.2	$V_u \leq \phi(V_c + 0.66\sqrt{f'_c}b_w d)$	$V_u \leq \phi(V_c + 2.2\sqrt{f'_c}b_w d)$	$V_u \leq \phi(V_c + 8\sqrt{f'_c}b_w d)$
22.5.5.1	$V_c = 0.17\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$	$V_c = 0.53\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$	$V_c = 2\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$
	$V_c = \left(0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 17\rho_w \frac{V_u d}{M_u}\right)b_w d$	$V_c = \left(0.5\lambda\sqrt{f'_c} + 176\rho_w \frac{V_u d}{M_u}\right)b_w d^{\text{TM}}$	$V_c = \left(1.9\lambda\sqrt{f'_c} + 2500\rho_w \frac{V_u d}{M_u}\right)b_w d$
	$\leq (0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 17\rho_w)b_w d$	$\leq (0.5\lambda\sqrt{f'_c} + 176\rho_w)b_w d$	$\leq (1.9\lambda\sqrt{f'_c} + 2500\rho_w)b_w d$
	$\leq 0.29\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$	$\leq 0.93\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$	$\leq 3.5\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$
22.5.6.1	$V_c = 0.17\left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right)\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$	$V_c = 0.53\left(1 + \frac{N_u}{140A_g}\right)\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$	$V_c = 2\left(1 + \frac{N_u}{2000A_g}\right)\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$
22.5.6.1(a)	$V_c = \left(0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 17\rho_w \frac{V_u d}{M_u - N_u \frac{4h-d}{8}}\right)b_w d$	$V_c = \left(0.5\lambda\sqrt{f'_c} + 176\rho_w \frac{V_u d}{M_u - N_u \frac{4h-d}{8}}\right)b_w d$	$V_c = \left(1.9\lambda\sqrt{f'_c} + 2500\rho_w \frac{V_u d}{M_u - N_u \frac{4h-d}{8}}\right)b_w d$
22.5.6.1(b)	$V_c = 0.29\lambda\sqrt{f'_c}b_w d \sqrt{1 + \frac{N_u}{3.5A_g}}$	$V_c = 0.93\lambda\sqrt{f'_c}b_w d \sqrt{1 + \frac{N_u}{35A_g}}$	$V_c = 3.5\lambda\sqrt{f'_c}b_w d \sqrt{1 + \frac{N_u}{500A_g}}$
22.5.7.1	$V_c = 0.17\left(1 + \frac{N_u}{3.5A_g}\right)\lambda\sqrt{f'_c}b_w d \geq 0$	$V_c = 0.53\left(1 + \frac{N_u}{35A_g}\right)\lambda\sqrt{f'_c}b_w d \geq 0$	$V_c = 2\left(1 + \frac{N_u}{500A_g}\right)\lambda\sqrt{f'_c}b_w d \geq 0$
22.5.8.2	$V_c = \left(0.05\lambda\sqrt{f'_c} + 4.8 \frac{V_u d_p}{M_u}\right)b_w d$	$V_c = \left(0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 49 \frac{V_u d_p}{M_u}\right)b_w d$	$V_c = \left(0.6\lambda\sqrt{f'_c} + 700 \frac{V_u d_p}{M_u}\right)b_w d$
	$V_c \leq (0.05\lambda\sqrt{f'_c} + 4.8)b_w d$	$V_c \leq (0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 49)b_w d$	$V_c \leq (0.6\lambda\sqrt{f'_c} + 700)b_w d$
	$0.17\lambda\sqrt{f'_c}b_w d \leq V_c \leq 0.42\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$	$0.53\lambda\sqrt{f'_c}b_w d \leq V_c \leq 1.33\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$	$2\lambda\sqrt{f'_c}b_w d \leq V_c \leq 5\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$
22.5.8.3.1(a)	$V_{ci} = 0.05\lambda\sqrt{f'_c}b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{\max}}$	$V_{ci} = 0.16\lambda\sqrt{f'_c}b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{\max}}$	$V_{ci} = 0.6\lambda\sqrt{f'_c}b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{\max}}$
22.5.8.3.1(b)	$V_{ci} = 0.14\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$	$V_{ci} = 0.45\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$	$V_{ci} = 1.7\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$
22.5.8.3.1(c)	$M_{cre} = \left(\frac{I}{y_t}\right)(0.5\lambda\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d)$	$M_{cre} = \left(\frac{I}{y_t}\right)(1.6\lambda\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d)$	$M_{cre} = \left(\frac{I}{y_t}\right)(6\lambda\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d)$

	Sistema SI esfuerzos en MPa	Sistema mks esfuerzos en kgf/cm ²	Sistema de unidades usuales en USA esfuerzos en libras por pulgada cuadrada (lb./pulg. ²)
22.5.8.3.2	$V_{cw} = (0.29\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc})b_w d_p + V_p$	$V_{cw} = (0.93\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc})b_w d_p + V_p$	$V_{cw} = (3.5\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc})b_w d_p + V_p$
22.5.8.3.3	$0.33\lambda\sqrt{f'_c}$	$1.1\lambda\sqrt{f'_c}$	$4\lambda\sqrt{f'_c}$
22.5.10.6.2a 22.5.10.6.2b	$V_s \leq 0.25\sqrt{f'_c}b_w d$	$V_s \leq 0.8\sqrt{f'_c}b_w d$	$V_s \leq 3\sqrt{f'_c}b_w d$
22.6.3.1	$\sqrt{f'_c} \leq 8.3$ MPa	$\sqrt{f'_c} \leq 27$ kgf/cm ²	$\sqrt{f'_c} \leq 100$ psi
22.6.5.2(a)	$v_c = 0.33\lambda\sqrt{f'_c}$	$v_c = 1.1\lambda\sqrt{f'_c}$	$v_c = 4\lambda\sqrt{f'_c}$
22.6.5.2(b)	$V_c = 0.17\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'_c}$	$V_c = 0.53\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'_c}$	$V_c = \left(2 + \frac{4}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'_c}$
22.6.5.2(c)	$V_c = 0.083\left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda\sqrt{f'_c}$	$V_c = 0.27\left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda\sqrt{f'_c}$	$V_c = \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda\sqrt{f'_c}$
22.6.5.5	$\sqrt{f'_c} \leq 5.8$ MPa 0.9 MPa $\leq f_{pe} \leq 3.5$ MPa	$\sqrt{f'_c} \leq 19$ kgf/cm ² 9 kgf/cm ² $\leq f_{pe} \leq 35$ kgf/cm ²	$\sqrt{f'_c} \leq 70$ psi 125 psi $\leq f_{pe} \leq 500$ psi
22.6.5.5a	$v_c = (0.29\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc}) + V_p/(b_o d)$	$v_c = (0.93\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc}) + V_p/(b_o d)$	$v_c = (3.5\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc}) + V_p/(b_o d)$
22.6.5.5b	$v_c = 0.083\left(1.5 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda\sqrt{f'_c}$ $+ 0.3f_{pc} + V_p/(b_o d)$	$v_c = 0.27\left(1.5 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda\sqrt{f'_c}$ $+ 0.3f_{pc} + V_p/(b_o d)$	$v_c = \left(1.5 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda\sqrt{f'_c}$ $+ 0.3f_{pc} + V_p/(b_o d)$
22.6.6.1(a), (b), (d)	$0.17\lambda\sqrt{f'_c}$	$0.53\lambda\sqrt{f'_c}$	$2\lambda\sqrt{f'_c}$
22.6.6.1(c)	$0.25\lambda\sqrt{f'_c}$	$0.80\lambda\sqrt{f'_c}$	$3\lambda\sqrt{f'_c}$
22.6.6.2(a)	$\phi 0.5\sqrt{f'_c}$	$\phi 1.6\sqrt{f'_c}$	$\phi 6\sqrt{f'_c}$
22.6.6.2(b)	$\phi 0.66\sqrt{f'_c}$	$\phi 2.1\sqrt{f'_c}$	$\phi 8\sqrt{f'_c}$
22.6.8.3	$\left(\frac{A_v}{s}\right) \geq 0.17\sqrt{f'_c}\left(\frac{b_o}{f_{yt}}\right)$	$\left(\frac{A_v}{s}\right) \geq 0.53\sqrt{f'_c}\left(\frac{b_o}{f_{yt}}\right)$	$\left(\frac{A_v}{s}\right) \geq 2\sqrt{f'_c}\left(\frac{b_o}{f_{yt}}\right)$
22.6.9.10	$\phi 0.33\sqrt{f'_c}$ $\phi 0.58\sqrt{f'_c}$	$\phi 1.1\sqrt{f'_c}$ $\phi 1.9\sqrt{f'_c}$	$\phi 4\sqrt{f'_c}$ $\phi 7\sqrt{f'_c}$
B 22.6.9.12	$\phi 0.33\lambda\sqrt{f'_c}$	$\phi 1.1\lambda\sqrt{f'_c}$	$\phi 4\lambda\sqrt{f'_c}$
22.7.2.1	$\sqrt{f'_c} \leq 8.3$ MPa	$\sqrt{f'_c} \leq 27$ kgf/cm ²	$\sqrt{f'_c} \leq 100$ psi
22.7.4.1(a)(a)	$T_{th} < 0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)$	$T_{th} < 0.27\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)$	$T_{th} < \lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)$
22.7.4.1(a)(b)	$T_{th} < 0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1 + \frac{f_{pe}}{0.33\lambda\sqrt{f'_c}}}$	$T_{th} < 0.27\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1 + \frac{f_{pe}}{\lambda\sqrt{f'_c}}}$	$T_{th} < \lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1 + \frac{f_{pe}}{4\lambda\sqrt{f'_c}}}$
22.7.4.1(a)(c)	$T_{th} < 0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1 + \frac{N_u}{0.33A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$	$T_{th} < 0.27\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1 + \frac{N_u}{A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$	$T_{th} < \lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1 + \frac{N_u}{4A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$
22.7.4.1(b)(a)	$T_{th} < 0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{p_{cp}}\right)$	$T_{th} < 0.27\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{p_{cp}}\right)$	$T_{th} < \lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{p_{cp}}\right)$

	Sistema SI esfuerzos en MPa	Sistema mks esfuerzos en kgf/cm ²	Sistema de unidades usuales en USA esfuerzos en libras por pulgada cuadrada (lb./pulg. ²)
22.7.4.1(b)(b)	$T_{th} < 0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{P_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{f_{pc}}{0.33\lambda\sqrt{f'_c}}}$	$T_{th} < 0.27\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{P_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{f_{pc}}{\lambda\sqrt{f'_c}}}$	$T_{th} < \lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{P_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{f_{pc}}{4\lambda\sqrt{f'_c}}}$
22.7.4.1(b)(c)	$T_{th} < 0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{P_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{0.33A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$	$T_{th} < 0.27\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{P_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$	$T_{th} < \lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{P_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{4A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$
22.7.5.1(a)	$T_{cr} = 0.33\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)$	$T_{cr} = \lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)$	$T_{cr} = 4\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)$
22.7.5.1(b)	$T_{cr} = 0.33\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{f_{pc}}{0.33\lambda\sqrt{f'_c}}}$	$T_{cr} = \lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{f_{pc}}{\lambda\sqrt{f'_c}}}$	$T_{cr} = 4\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{f_{pc}}{4\lambda\sqrt{f'_c}}}$
22.7.5.1(c)	$T_{cr} = 0.33\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{0.33A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$	$T_{cr} = \lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$	$T_{cr} = 4\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{4A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$
22.7.7.1 ^a	$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi\left(\frac{V_c}{b_w d} + 0.66\sqrt{f'_c}\right)$	$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi\left(\frac{V_c}{b_w d} + 2\sqrt{f'_c}\right)$	$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi\left(\frac{V_c}{b_w d} + 8\sqrt{f'_c}\right)$
22.7.7.1b	$\left(\frac{V_u}{b_w d}\right) + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2}\right) \leq \phi\left(\frac{V_c}{b_w d} + 0.66\sqrt{f'_c}\right)$	$\left(\frac{V_u}{b_w d}\right) + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2}\right) \leq \phi\left(\frac{V_c}{b_w d} + 2\sqrt{f'_c}\right)$	$\left(\frac{V_u}{b_w d}\right) + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2}\right) \leq \phi\left(\frac{V_c}{b_w d} + 8\sqrt{f'_c}\right)$
22.9.4.4(b), (c) y (e)	$(3.3 + 0.08f'_c) A_c$ $11A_c$ $5.5A_c$	$(34 + 0.08f'_c) A_c$ $110A_c$ $55A_c$	$(480 + 0.08f'_c) A_c$ $1600A_c$ $800A_c$
24.3.2	$s = 380\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5c_c$ $s = 300\left(\frac{280}{f_s}\right)$	$s = 38\left(\frac{2800}{f_s}\right) - 2.5c_c$ $s = 30\left(\frac{2800}{f_s}\right)$	$s = 15\left(\frac{40,000}{f_s}\right) - 2.5c_c$ $s = 12\left(\frac{40,000}{f_s}\right)$
24.3.2.2	$\Delta f_{ps} \leq 250 \text{ MPa}$ $\Delta f_{ps} < 140 \text{ MPa}$	$\Delta f_{ps} \leq 2500 \text{ kgf/cm}^2$ $\Delta f_{ps} < 1400 \text{ kgf/cm}^2$	$\Delta f_{ps} \leq 36,000 \text{ psi}$ $\Delta f_{ps} < 20,000 \text{ psi}$
24.4.3.2	$\frac{0.0018 \times 420}{f_y}$	$\frac{0.0018 \times 4200}{f_y}$	$\frac{0.0018 \times 60,000}{f_y}$
24.5.2.1	$f_t \leq 0.62\sqrt{f'_c}$ $0.62\sqrt{f'_c} < f_t \leq 1.0\sqrt{f'_c}$ $f_t > 1.0\sqrt{f'_c}$ $f_t \leq 0.50\sqrt{f'_{ci}}$	$f_t \leq 2\sqrt{f'_c}$ $2\sqrt{f'_c} < f_t \leq 3.2\sqrt{f'_c}$ $f_t > 3.2\sqrt{f'_c}$ $f_t \leq 1.6\sqrt{f'_{ci}}$	$f_t \leq 7.5\sqrt{f'_c}$ $7.5\sqrt{f'_c} < f_t \leq 12\sqrt{f'_c}$ $f_t > 12\sqrt{f'_c}$ $f_t \leq 6\sqrt{f'_{ci}}$
24.5.3.2	$0.50\sqrt{f'_{ci}}$ $0.25\sqrt{f'_{ci}}$	$1.6\sqrt{f'_{ci}}$ $0.8\sqrt{f'_{ci}}$	$6\sqrt{f'_{ci}}$ $3\sqrt{f'_{ci}}$
25.4.1.4	$\sqrt{f'_c} \leq 8.3 \text{ MPa}$	$\sqrt{f'_c} \leq 26.5 \text{ kgf/cm}^2$	$\sqrt{f'_c} \leq 100 \text{ psi}$

	Sistema SI esfuerzos en MPa	Sistema mks esfuerzos en kgf/cm ²	Sistema de unidades usuales en USA esfuerzos en libras por pulgada cuadrada (lb./pulg. ²)
25.4.2.2	$\ell_d = \left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{2.1\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\ell_d = \left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{6.6\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\ell_d = \left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{25\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$
25.4.2.3(a)	$\ell_d = \frac{f_y}{1.1\lambda \sqrt{f'_c}} \left(\frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) d_b$	$\ell_d = \frac{f_y}{3.5\lambda \sqrt{f'_c}} \left(\frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) d_b$	$\ell_d = \frac{3f_y}{40\lambda \sqrt{f'_c}} \left(\frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) d_b$
25.4.4.2(a)	$\left(\frac{0.19 f_y \Psi_e}{\sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left(\frac{0.06 f_y \Psi_e}{\sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left(\frac{0.016 f_y \Psi_e}{\sqrt{f'_c}} \right) d_b$
25.4.6.3(a)	$\left(\frac{f_y - 240}{f_y} \right)$	$\left(\frac{f_y - 2460}{f_y} \right)$	$\left(\frac{f_y - 35,000}{f_y} \right)$
25.4.7.2(b)	$3.3 \left(\frac{f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) \left(\frac{A_b}{s} \right)$	$\left(\frac{f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) \left(\frac{A_b}{s} \right)$	$0.27 \left(\frac{f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) \left(\frac{A_b}{s} \right)$
25.4.8.1(a)	$\left(\frac{f_{se}}{21} \right) d_b + \left(\frac{f_{ps} - f_{se}}{7} \right) d_b$	$\left(\frac{f_{se}}{210} \right) d_b + \left(\frac{f_{ps} - f_{se}}{70} \right) d_b$	$\left(\frac{f_{se}}{3000} \right) d_b + \left(\frac{f_{ps} - f_{se}}{1000} \right) d_b$
25.4.9.2(a)	$\left(\frac{0.24 f_y \Psi_r}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left(\frac{0.075 f_y \Psi_r}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left(\frac{f_y \Psi_r}{50\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$
25.4.9.2(b)	$(0.043 f_y) d_b$	$(0.0044 f_y) d_b$	$(0.0003 f_y) d_b$
25.5.5.1(a) y (b)	$0.071 f_y d_b$ $(0.13 f_y - 24) d_b$	$0.0073 f_y d_b$ $(0.013 f_y - 24) d_b$	$0.0005 f_y d_b$ $(0.0009 f_y - 24) d_b$
25.7.1.3(b)	$0.17 \frac{d_b f_{yt}}{\lambda \sqrt{f'_c}}$	$0.053 \frac{d_b f_{yt}}{\lambda \sqrt{f'_c}}$	$0.014 \frac{d_b f_{yt}}{\lambda \sqrt{f'_c}}$
25.7.1.7	$A_b f_{yt} \leq 40,000 \text{ N}$	$A_b f_{yt} \leq 4000 \text{ kgf}$	$A_b f_{yt} \leq 9000 \text{ lb}$
25.9.4.5.1	$f_{ps} = f_{se} + 70$	$f_{ps} = f_{se} + 700$	$f_{ps} = f_{se} + 10,000$
26.12.5.1	$0.62 \sqrt{f'_c}$	$2\sqrt{f'_c}$	$7.5\sqrt{f'_c}$

GLOSARIO UNIFICADO DE TÉRMINOS UTILIZADOS EN TRADUCCIONES DE DOCUMENTOS DEL ACI**GLOSARIO INGLÉS-ESPAÑOL****ENGLISH GLOSSARY****-A-**

Abrasion	
Accelerated curing	
Accelerated strength test	
Accelerating admixture	
Acceptable	
Acceptance	
Acceptance of concrete	
Accepted	
ACI (American Concrete Institute)	
ACI Concrete Field Testing Technician Grade 1	
ACI Flatwork Concrete Finisher/Technician	
ACI Flatwork Technician as defined in ACI CP 10	
Actual breaking strength	
Adequacy	
Adhesive	
Adhesive anchor	
Admixture	
Aggregate	
Aggregate nominal maximum size	
Aggregate transfer finish	
Air content test	
Air entrainment	
Air-entraining admixture	
All-lightweight concrete	
Alternate design method	
Alternative load and strength reduction factors	
Alternative provisions for reinforced and prestressed concrete	
Aluminum conduit or pipe	
American Concrete Institute (ACI)	
American Society for Testing and Materials (ASTM)	
American Society of Civil Engineers (ASCE)	
American Welding Society (AWS)	
Analysis and design	
Analysis method	
Analytical evaluation	
Anchor	
Anchor expansion sleeve	
Anchor group	
Anchor to concrete	
Anchorage	
Anchorage development	
Anchorage device	
Anchorage set	
Anchorage zone	
Applied finish	
Architect/Engineer (Engineer or Architect, Engineer/Architect)	
Architectural concrete	
Architectural finish	
ASCE (American Society of Civil Engineers)	
Assigned to SDC	
ASTM (American Society for Testing and Materials)	
As-cast finish	

GLOSARIO EN ESPAÑOL

Abrasión	
Curado acelerado	
Ensayo acelerado de resistencia	
Aditivo acelerantes	
Aceptable	
Aprobación	
Aceptación del concreto	
Aceptado	
ACI (Instituto Americano del concreto)	
Técnico ACI Grado 1 en Ensayos de Concreto en Obra	
Técnico/Experto ACI en Afinado de Concreto	
Técnico ACI en Afinados de acuerdo con lo establecido en ACI CP 10	
Resistencia a la rotura real	
Idoneidad	
Adhesivo	
Anclaje adherido	
Aditivo	
Agregado	
Máximo tamaño nominal del agregado	
Acabado con transferencia de agregado	
Ensayo de contenido de aire	
Aire incorporado	
Aditivo incorporador de aire	
Concreto completamente liviano	
Método alternativo de diseño	
Factores de carga y de reducción de la resistencia alternativos	
Disposiciones alternativas para concreto reforzado y preesforzado	
Tubo o conducto de aluminio	
Instituto Americano del Concreto (ACI)	
Sociedad Americana para Ensayos y Materiales (ASTM)	
Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE)	
Sociedad Americana de Soldadura (AWS)	
Ánálisis y diseño,	
Método de análisis	
Evaluación analítica	
Anclaje, elemento de anclaje	
Camisa de expansión del elemento de anclaje	
Grupo de anclajes	
Anclaje al concreto	
Anclaje	
Desarrollo del anclaje	
Dispositivo de anclaje	
Asentamiento del anclaje	
Zona de anclaje	
Acabado aplicado	
Profesional de diseño registrado	
Profesional facultado para diseñar	
Concreto arquitectónico	
Acabado arquitectónico	
ASCE (Sociedad Americana de Ingenieros Civiles)	
Clasificado dentro de CDS	
ASTM (Sociedad Americana para Ensayos y Materiales)	
Acabados sin alteración	

ENGLISH GLOSSARY

Assigned to SDC
 Aspect ratio
 Attachment
 Auxiliary member
 AWS (American Welding Society)
 Axial load
 Axially loaded member
 Axis

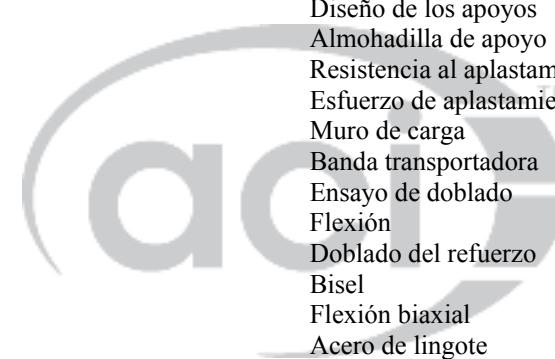
-B-

Backshores
 Baffle
 Bar
 Bar mat
 Base of structure
 Basic monostrand anchorage device
 Basic multi-strand anchorage device
 Batch
 Beam
 Beam grade-wall
 Beam stem
 Beam-column frame
 Bearing
 Bearing design
 Bearing pad
 Bearing strength
 Bearing stress
 Bearing wall
 Belt conveyor
 Bend test
 Bending
 Bending of reinforcement
 Bevel
 Biaxial bending
 Billet-steel
 Blast finish
 Bleeding
 Blended cement
 Bond
 Bonded joint
 Bonded reinforcement
 Bonded tendon
 Bonding grout
 Bottle-shaped strut
 Boundary element
 Box girder
 Brace
 Braced frame
 Bracket
 Breaking strength
 B-region
 Brittle steel element
 Broom
 Broom or belt finish
 Building code
 Building official
 Bull-float
 Bundled bars
 Burlap

Puntales temporales
 Deflector
 Barra
 Parrilla de barras
 Base de la estructura
 Dispositivo básico de anclaje para un torón
 Dispositivo básico de anclaje para varios torones
 Amasada, Tanda
 Viga
 Viga muro sobre el terreno
 Alma de la viga
 Pórtico viga-columna,
 Aplastamiento, Apoyo
 Diseño de los apoyos
 Almohadilla de apoyo
 Resistencia al aplastamiento
 Esfuerzo de aplastamiento
 Muro de carga
 Banda transportadora
 Ensayo de doblado
 Flexión
 Doblado del refuerzo
 Bisel
 Flexión biaxial
 Acero de lingote
 Acabado con chorro
 Exudación, sangrado
 Cemento adiconado
 Adherencia
 Junta adherida
 Refuerzo adherido
 Tendón de preefuerzo adherido
 Lechada de cemento de adherencia
 Puntal en forma de botella
 Elemento de borde
 Viga cajón
 Arriostramiento
 Pórtico arriostrado, Pórtico sin desplazamiento lateral
 Cartela
 Resistencia a la rotura
 Región-B
 Elemento frágil de acero
 Escoba
 Acabado con escoba o correa
 Reglamento de construcción
 Autoridad Competente
 Llana con cabo
 Paquete de barras
 Yute

GLOSARIO EN ESPAÑOL

Asignada a CDS
 Relación de aspecto
 Fijación
 Elemento auxiliar
 AWS (Sociedad Americana de Soldadura)
 Carga axial
 Elemento cargados axialmente
 Eje



ENGLISH GLOSSARY

Burlap belt
Bursting
Bush hammer
Buttress

-C-

Caisson
Calcium chloride
Calculations
Camber
Cast-in anchor
Cast-in-place
Cast-in-place composite-topping slab
Cast-in-place concrete
Cement
Cementitious material
Chamfer
Check test
Chloride
Chloride admixture
Chloride-ion content
Chute
Closure strip
Coated reinforcement
Coated ties
Code
COE/CRD – U. S. Army Corps of Engineers

Cold joint
Cold weather
Cold weather construction
Cold weather requirements
Collector element
Column
Column line
Column reinforcement splice
Column special reinforcement details
Column steel cores
Column strip
Combined footings
Combined mats
Combined stress
Commercially manufactured accessories
Composite compression member
Composite concrete flexural member
Composite construction
Composite construction (concrete and steel)
Composite construction (concrete to concrete)
Composite flexural member
Composite sample
Compression control strain
Compression member
Compression member moment magnification to account for slenderness effects
Compression member slenderness effects
Compression-controlled section
Compression-controlled strain limit
Compressive strength
Computer program

GLOSARIO EN ESPAÑOL

Correa de yute
Estallido del concreto
Bujarda
Contrafuerte

Cajón de cimentación
Cloruro de calcio
Cálculos, memoria de cálculos
Contraflecha
Anclaje pre-instalado
Concreto construido en sitio, concreto colocado en sitio
Losa con afinado compuesto construido en sitio
Concreto construido en sitio
Cemento
Material cementante
Chaflán
Ensayo de verificación
Cloruro
Aditivo con cloruros
Contenido de ion cloruro
Canal
Franja de cierre
Refuerzo recubierto
Amarres recubiertos
Reglamento
COE/CRD – Cuerpo de ingenieros del ejército de los Estados Unidos
Junta fría
Clima frío
Construcción en clima frío
Requisitos para clima frío
Elemento colector
Columna
Eje de columnas
Empalme del refuerzo en columnas
Detalles especiales del refuerzo para columnas
Núcleos de acero para columnas
Franja de columnas
Zapatas combinadas
Losas de cimentación combinadas
Esfuerzos combinados
Accesorios fabricados comercialmente
Elemento compuesto a compresión
Elemento compuesto de concreto a flexión
Construcción compuesta
Construcción compuesta (concreto y acero), Construcción compuesta (concreto con concreto),
Elemento compuesto a flexión
Conjunto de muestras
Deformación unitaria de control por compresión
Elemento a compresión
Magnificador de momentos para elementos a compresión para de tener en cuenta los efectos de esbeltez
Efectos de esbeltez en elementos a compresión
Sección controlada por compresión
Límite de la deformación unitaria controlada por compresión
Resistencia a la compresión
Programa de computación



ENGLISH GLOSSARY

Concrete
 Concrete breakout strength
 Concrete construction
 Concrete conveying
 Concrete cover
 Concrete curing
 Concrete depositing
 Concrete encased structural steel core
 Concrete evaluation and acceptance
 Concrete mixing
 Concrete proportioning
 Concrete prout strength
 Concrete quality
 Concrete shear strength in nonprestressed members
 Concrete shear strength in prestressed members
 Concrete slab
 Concrete strength
 Concrete tensile strength
 Confinement region
 Connection
 Consolidation
 Construction joint
 Construction loads
 Construction project
 Continuous construction
 Contour
 Contract documents
 Contraction joint
 Contractor
 Control of deflections
 Conveying concrete
 Conveying equipment
 Conveyor
 Corbel
 Core drill
 Core tests
 Cork-floated finish
 Corrosion
 Corrosion protection
 Corrosion protection for unbonded prestressing tendons
 Corrosion protection of reinforcement
 Coupler
 Cover
 Cover requirements
 Creep
 Crosstie
 CRSI – Concrete Reinforcing Steel Institute
 Curing
 Curvature friction
 Cyclic test
 Cylinder testing

-D-

Dead load
 Deep flexural member
 Defects
 Definitions

GLOSARIO EN ESPAÑOL

Concreto, hormigón
 Resistencia al arrancamiento del concreto
 Construcción en concreto
 Transporte del concreto
 Recubrimiento de concreto
 Curado del concreto
 Colocación del concreto
 Núcleo de concreto confinado en acero estructural
 Evaluación y aceptación del concreto
 Mezclado del concreto
 Dosificación del concreto
 Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje
 Calidad del concreto
 Resistencia a cortante del concreto en elementos no preesforzados
 Resistencia a cortante del concreto en elementos preesforzados
 Losa de concreto,
 Resistencia del concreto
 Resistencia a la tracción del concreto
 Región confinada
 Conexión
 Consolidación
 Junta de construcción
 Cargas de construcción
 Proyecto de construcción
 Estructuras estáticamente indeterminadas
 Contorno, perfil TM
 Documentos contractuales
 Junta de contracción
 Constructor, contratista
 Control de deflexiones
 Transporte del concreto
 Equipo de transporte
 Transportador
 Ménsula
 Taladro de núcleos
 Ensayos de núcleos
 Acabado con llana de corcho
 Corrosión
 Protección contra la corrosión
 Protección contra la corrosión de tendones no adheridos de preesfuerzo
 Protección contra la corrosión del refuerzo
 Conejor, acople
 Recubrimiento
 Requisitos de recubrimiento
 Flujo plástico
 Gancho suplementario
 CRSI – Instituto del acero de refuerzo para concreto
 Curado
 Fricción por curvatura
 Ensayo cíclico
 Ensayo de cilindros

Carga muerta
 Elemento de gran altura a flexión
 Defectos
 Definiciones

ENGLISH GLOSSARY

Deflection	Deflexión
Deflection control	Control de las deflexiones
Deflections in two-way construction	Deflexiones en construcción en dos direcciones
Deformed bar	Barra corrugada
Deformed bar tension splice	Empalme de barra corrugada a tracción
Deformed reinforcement	Refuerzo corrugado
Deformed reinforcement compression splice	Empalme de refuerzo corrugado a compresión
Deicing chemicals	Químicos descongelantes
Deicing salts	Sales descongelantes
Density	Densidad
Depositing concrete	Colocación del concreto
Depth	Altura de la sección, profundidad de la sección, espesor
Design	Diseño
Design assumptions	Suposiciones de diseño
Designated to SDC	Designado parte de CDS
Design dimensions	Dimensiones de diseño
Design displacement	Desplazamiento de diseño
Design load combinations	Combinaciones de carga de diseño
Design method	Método de diseño
Design moment	Momento de diseño
Design of anchorage zones	Diseño de las zonas de anclajes
Design of formwork	Diseño de la cimbra
Design of precast concrete	Diseño de concreto prefabricado
Design reference sample	Muestra de referencia de diseño
Design requirements	Requisitos de diseño
Design story drift ratio	Deriva de piso de diseño
Design strength	Resistencia de diseño TM
Design strip	Franja de diseño
Detailing	Detallado
Development	Desarrollo
Development and splices of reinforcement	Desarrollo y empalmes del refuerzo
Development in compression of deformed reinforcement	Desarrollo en compresión del refuerzo corrugado
Development in tension of deformed reinforcement	Desarrollo en tracción del refuerzo corrugado
Development length	Longitud de desarrollo
Development length for a bar with a standard hook	Longitud de desarrollo para una barra con gancho estándar
Development of bundled bars	Desarrollo de barras en paquete
Development of deformed welded wire reinforcement	Desarrollo de refuerzo electrosoldado de alambre corrugado
Development of flexural reinforcement	Desarrollo del refuerzo de flexión
Development of mechanical anchorages	Desarrollo de anclajes mecánicos
Development of mechanical splices for reinforcement	Desarrollo de empalmes mecánicos para el refuerzo
Development of negative moment reinforcement	Desarrollo del refuerzo para momento negativo
Development of plain welded wire reinforcement	Desarrollo de refuerzo electrosoldado de alambre liso
Development of positive moment reinforcement	Desarrollo del refuerzo para momento positivo
Development of prestressing strand	Desarrollo de torones de preesfuerzo
Development of reinforcement	Desarrollo del refuerzo
Development of reinforcement by embedment	Desarrollo del refuerzo embebido
Development of reinforcement hooks	Desarrollo de los ganchos del refuerzo
Development of reinforcement mechanical anchorage	Desarrollo de anclajes mecánicos del refuerzo
Development of splices	Desarrollo de empalmes
Development of web reinforcement	Desarrollo del refuerzo en el alma
Dimensioning	Diseño
Discharge	Descargar, verter
Discharge baffle	Deflector
Discontinuity	Discontinuidad
Distance between lateral supports for flexural members	Distancia entre soportes laterales de los elementos a flexión
Distribution of flexural reinforcement in one-way slabs	Distribución del refuerzo a flexión en losas en una dirección
Distribution of forces in precast concrete	Distribución de las fuerzas en concreto prefabricado
Dowel	Espigo
Drawings	Planos

GLOSARIO EN ESPAÑOL

Deflexión	Deflexión
Control de las deflexiones	Control de las deflexiones
Deflexiones en construcción en dos direcciones	Deflexiones en construcción en dos direcciones
Barra corrugada	Barra corrugada
Empalme de barra corrugada a tracción	Empalme de barra corrugada a tracción
Refuerzo corrugado	Refuerzo corrugado
Empalme de refuerzo corrugado a compresión	Empalme de refuerzo corrugado a compresión
Químicos descongelantes	Químicos descongelantes
Sales descongelantes	Sales descongelantes
Densidad	Densidad
Colocación del concreto	Colocación del concreto
Altura de la sección, profundidad de la sección, espesor	Altura de la sección, profundidad de la sección, espesor
Diseño	Diseño
Suposiciones de diseño	Suposiciones de diseño
Designado parte de CDS	Designado parte de CDS
Dimensiones de diseño	Dimensiones de diseño
Desplazamiento de diseño	Desplazamiento de diseño
Combinaciones de carga de diseño	Combinaciones de carga de diseño
Método de diseño	Método de diseño
Momento de diseño	Momento de diseño
Diseño de las zonas de anclajes	Diseño de las zonas de anclajes
Diseño de la cimbra	Diseño de la cimbra
Diseño de concreto prefabricado	Diseño de concreto prefabricado
Muestra de referencia de diseño	Muestra de referencia de diseño
Requisitos de diseño	Requisitos de diseño
Deriva de piso de diseño	Deriva de piso de diseño
Resistencia de diseño TM	Resistencia de diseño TM
Franja de diseño	Franja de diseño
Detallado	Detallado
Desarrollo	Desarrollo
Desarrollo y empalmes del refuerzo	Desarrollo y empalmes del refuerzo
Desarrollo en compresión del refuerzo corrugado	Desarrollo en compresión del refuerzo corrugado
Desarrollo en tracción del refuerzo corrugado	Desarrollo en tracción del refuerzo corrugado
Longitud de desarrollo	Longitud de desarrollo
Longitud de desarrollo para una barra con gancho estándar	Longitud de desarrollo para una barra con gancho estándar
Desarrollo de barras en paquete	Desarrollo de barras en paquete
Desarrollo de refuerzo electrosoldado de alambre corrugado	Desarrollo de refuerzo electrosoldado de alambre corrugado
Desarrollo del refuerzo de flexión	Desarrollo del refuerzo de flexión
Desarrollo de anclajes mecánicos	Desarrollo de anclajes mecánicos
Desarrollo de empalmes mecánicos para el refuerzo	Desarrollo de empalmes mecánicos para el refuerzo
Desarrollo del refuerzo para momento negativo	Desarrollo del refuerzo para momento negativo
Desarrollo de refuerzo electrosoldado de alambre liso	Desarrollo de refuerzo electrosoldado de alambre liso
Desarrollo del refuerzo para momento positivo	Desarrollo del refuerzo para momento positivo
Desarrollo de torones de preesfuerzo	Desarrollo de torones de preesfuerzo
Desarrollo del refuerzo	Desarrollo del refuerzo
Desarrollo del refuerzo embebido	Desarrollo del refuerzo embebido
Desarrollo de los ganchos del refuerzo	Desarrollo de los ganchos del refuerzo
Desarrollo de anclajes mecánicos del refuerzo	Desarrollo de anclajes mecánicos del refuerzo
Desarrollo de empalmes	Desarrollo de empalmes
Desarrollo del refuerzo en el alma	Desarrollo del refuerzo en el alma
Diseño	Diseño
Descargar, verter	Descargar, verter
Deflector	Deflector
Discontinuidad	Discontinuidad
Distancia entre soportes laterales de los elementos a flexión	Distancia entre soportes laterales de los elementos a flexión
Distribución del refuerzo a flexión en losas en una dirección	Distribución del refuerzo a flexión en losas en una dirección
Distribución de las fuerzas en concreto prefabricado	Distribución de las fuerzas en concreto prefabricado
Espigo	Espigo
Planos	Planos

ENGLISH GLOSSARY

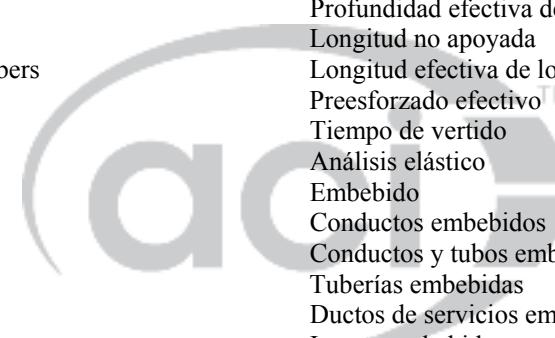
Drawings and specifications
 Dry-shake finish
 D-region
 Drilled pier
 Drop panel
 Duct
 Duct spacing limits
 Ductile connection
 Ductile steel
 Durability
 Durability requirements

-E-

Earth pressure
 Earthquake effects
 Earthquake loads
 Earthquake resistant
 Earthquake-resistant structures
 Edge distance
 Edge form
 Effect on formwork of concrete placing rate
 Effect on stiffness of haunches
 Effective depth of section (*d*)
 Effective embedment depth
 Effective length
 Effective length of compression members
 Effective prestress
 Efflux time
 Elastic analysis
 Embedded
 Embedded conduits
 Embedded conduits and pipes
 Embedded pipes
 Embedded service ducts
 Embedment
 Embedment length
 Empirical design
 End bearing splice
 Energy dissipation capacity or “toughness”
 Epoxy-coated reinforcement
 Equilibrium density
 Equipment
 Equivalent column in slab design
 Equivalent diameter of bundle
 Equivalent frame method
 Evaluation and acceptance of concrete
 Expanding admixture
 Expansion anchor
 Expansion joint filler
 Expansion joint materials
 Expansion sleeve
 Expansive cement
 Experimental analysis
 Exposed aggregate finish
 Exposed to public view
 Exposure
 Exposure cover requirements
 Exposure special requirements
 External post-tensioning

GLOSARIO EN ESPAÑOL

Planos y especificaciones
 Acabado de lanzamiento en seco
 Región-D
 Pilote excavado
 Ábaco
 Ducto de postensado
 Límites al espaciamiento de ductos
 Conexión dúctil
 Acero dúctil
 Durabilidad
 Requisitos de durabilidad,



Empuje de tierra
 Efectos sísmicos
 Fuerzas sísmicas
 Sismo resistente
 Estructuras resistentes a sismos, estructura sismo resistente
 Distancia al borde
 Encofrado lateral, testero
 Efecto en la cimbra de la velocidad de colocación del concreto
 Efecto de las cartelas en la rigidez
 Altura útil de la sección (*d*)
 Profundidad efectiva de embebido
 Longitud no apoyada
 Longitud efectiva de los elementos a compresión
 Preesforzado efectivoTM
 Tiempo de vertido
 Análisis elástico
 Embebido
 Conductos embebidos
 Conductos y tubos embebidos
 Tuberías embebidas
 Ductos de servicios embebidos
 Inserto embebido
 Longitud embebida
 Diseño empírico
 Empalme a tope
 Capacidad de disipación de energía o “tenacidad”
 Refuerzo con recubrimiento epóxico
 Densidad de equilibrio
 Equipo
 Columna equivalente en el diseño de losas
 Diámetro equivalente de un paquete
 Método del pórtico equivalente
 Evaluación y aceptación del concreto
 Aditivo expansivo
 Anclaje de expansión
 Masilla para juntas de expansión
 Materiales para junta de expansión
 Camisa de expansión
 Cemento expansivo
 Análisis experimental
 Acabado de agregado expuesto
 A la vista
 Exposición
 Requisitos de recubrimiento según la exposición
 Requisitos especiales de exposición
 Postensado externo

ENGLISH GLOSSARY

Extreme tension steel

-F-

Fabrication	Corte y doblado del acero de refuerzo
Fabricator	Contratista que suministra el acero de refuerzo cortado y doblado y algunas veces lo coloca
Factored load	Carga mayorada
Factored load combinations	Combinaciones de mayoración de carga
Factored loads and forces	Cargas y fuerzas mayoradas
Fastener	Abrazadera
Field test	Ensayos de campo
Field-cured cylinders	Cilindros curados en obra
Field-cured specimens	Probetas curadas en obra
Finish	Acabado, terminado
Finishing of concrete	Acabado o terminado del concreto
Fixed anchorage	Anclaje fijo en postensado
Flange	Ala
Flat plate	Placa plana
Flat slab	Losa plana
Flexural and compression members	Elementos sometidos a flexión y compresión
Flexural members of special moment frames	Elementos a flexión en pórticos especiales resistentes a momento
Flexural reinforcement	Refuerzo para flexión
Flexural reinforcement distribution in beams and one-way slabs	Distribución del refuerzo a flexión en vigas y losas en una dirección
Flexural strength	Resistencia a la flexión,
Flexural strength of prestressed concrete	Resistencia a la flexión del concreto preestablecido
Float	Llana
Float finish	Acabado con llana
Floor finish	Acabado de piso
Floor	Piso
Flowing concrete	Concreto fluido, Concreto auto-compactante
Fly ash	Ceniza volante
Folded plates	Losas plegadas
Footing	Zapata
Form liner	Revestimiento interno del encofrado
Form ties	Amarres internos del encofrado
Form removal	Descimbrado
Formed surface	Superficie construida con encofrado
Forms	Cimbras
Formwork	Cimbra, formaleta, encofrado
Formwork drawings	Planos de encofrado y cimbrado
Formwork facing material	Materiales de encofrado en contacto con el concreto
Formwork release agent	Desmoldeante
Formwork removal	Descimbrado
Foundation	Cimentación
Fractile	Percentil
Frame	Pórtico (o en algunos casos Estructura)
Frame members	Elementos de pórticos o Elementos estructurales
Frames	Pórticos
Frames and continuous construction	Pórticos y construcción continua
Framing	Estructura, Estructuración
Framing elements	Elementos estructurales
Freezing-and-thawing exposure	Exposición al congelamiento y descongelamiento
Full scale	Escala natural

-G-

Gage	Manómetro
Gage length	Longitud de medición
Gasket	Sello

GLOSARIO EN ESPAÑOL

Acero extremo en tracción



ENGLISH GLOSSARY

General principles
 General requirements in seismic design
 Girder
 Grade beam
 Grade walls
 Gross section
 Ground-granulated blast-furnace slag
 Grout
 Grout for bonded tendons
 Grouting
 Grout-cleaned finish

-H-

Handling
 Hanger
 Hardened concrete
 Haunch
 Headed bar
 Headed bolt
 Headed deformed bar
 Headed stud
 Headed shear stud reinforcement
 Heat of hydration
 Heavy duty service
 Heavyweight shielding concrete
 High-early-strength cement
 High-early-strength concrete
 Hollow-core slab
 Hook
 Hooked bolt
 Hoop
 Hopper
 Horizontal and upwardly inclined anchor
 Horizontal shear strength
 Hot weather
 Hot weather construction
 Hot weather requirements

-I-

Impact
 Inelastic analysis
 Initial setting
 Inspection
 Inspector
 Installation of anchors
 Insulating concrete
 Interaction of tensile and shear forces
 Interlock
 Intermediate anchorage
 Immediate deflections
 Intermediate moment frame
 Intermediate precast structural wall
 Isolated beams
 Isolation joint

-J-

Jack
 Jack clearance
 Jacking

GLOSARIO EN ESPAÑOL

Principios generales
 Requisitos generales en diseño sísmico
 Viga, viga maestra, viga principal
 Viga de cimentación
 Muros empleados como vigas de cimentación
 Sección bruta
 Escoria molida granulada de alto horno
 Mortero, o mortero de inyección
 Mortero de inyección para tendones adheridos
 Mortero de inyección
 Acabado limpiado con mortero

Manejo
 Tensor
 Concreto endurecido
 Cartela
 Barra con cabeza
 Tornillo con cabeza
 Barra corrugada con cabeza
 Perno con cabeza
 Perno con cabeza para refuerzo de cortante
 Calor de hidratación
 Servicio pesado
 Concreto pesado de escudo
 Cemento de alta resistencia inicial
 Concreto de alta resistencia inicial
 Losa alveolar
 Gancho
 Tornillo con gancho
 Estribo cerrado de confinamiento
 Tolva
 Anclajes horizontales e inclinados hacia arriba
 Resistencia al cortante horizontal
 Clima cálido
 Construcción en clima cálido
 Requisitos para clima cálido

Impacto
 Análisis inelástico
 Endurecimiento inicial
 Supervisión, Inspección
 Supervisor, Inspector
 Instalación de anclajes
 Concreto aislante
 Interacción de las fuerzas de tracción y cortante
 Trabajón
 Anclaje intermedio
 Deflexiones inmediatas
 Pórtico intermedio resistente a momentos
 Muro estructural intermedio prefabricado
 Vigas aisladas
 Junta de expansión, junta de dilatación

Gato
 Espacio libre para el gato
 Gateo

ENGLISH GLOSSARY

Jacking force
Joint
Joints in structural plain concrete
Joints of special moment frames
Joist
Joist construction

-K-

Keyway

-L-

Laboratory tests
Laboratory-cured specimens
Laitance
Lap splice
Lateral liquid pressure
Lateral reinforcement
Lateral reinforcement for compression members
Lateral reinforcement for flexural members
Lateral supports
Lateral-force resisting system
Licensed design engineer
Licensed design professional
Lightweight aggregate
Lightweight aggregate concrete
Lightweight concrete
Lightweight concrete splitting tensile strength
Lightweight structural concrete
Limit state
Limits for reinforcement in compression members
Limits for reinforcement in flexural members
Limits for reinforcement in prestressed concrete flexural members

 Live load
Live load arrangement
Load
Load factor
Load test
Load tests loading criteria
Loading
Loads and reactions in footings
Long-term deflections
Loss of prestress
Lower load rating
Low relaxation prestress reinforcement
Low-slump concrete
Low-strength concrete

Ensayos de laboratorio
Probetas curadas en laboratorio
Lechada, residuos de exudación
Empalme por traslapo
Presión hidrostática lateral
Refuerzo transversal
Refuerzo transversal en elementos a compresión
Refuerzo transversal en elementos a flexión
Apoyos laterales
Sistema resistente ante fuerzas laterales
Ingeniero facultado para diseñar
Profesional facultado para diseñar
Agregado liviano
Concreto con agregado liviano
Concreto liviano
Resistencia por hendidura del concreto ligero
Concreto estructural liviano
Estado límite
Límites al refuerzo en elementos a compresión
Límites al refuerzo en elementos a flexión
Límites al refuerzo en elementos de concreto preeforzado a flexión
Carga viva
Disposición de la carga viva
Carga
Factor de carga
Prueba de carga
Procedimiento de carga en pruebas de carga
Cargas
Cargas y reacciones en las zapatas
Deflexiones a largo plazo
Pérdidas de preefuerzo
Aceptación de cargas de servicio menores
Refuerzo de preefuerzado de baja relajación
Concreto de bajo asentamiento
Concreto de baja resistencia

-M-

Magnified moments
Manufacturer's Printed Installation Instructions (MPII)
Mass concrete
Mat
Matching sample finish
Materials
Materials storage
Materials tests
Maximum deflection
Measurement of prestressing force

GLOSARIO EN ESPAÑOL

Fuerza del gato de tensionamiento
Nudo, junta
Juntas en concreto estructural simple
Nudos en pórticos especiales resistentes a momento
Vigueta
Construcción con nervaduras o viguetas

Llave biselada

Ensayos de laboratorio
Probetas curadas en laboratorio
Lechada, residuos de exudación
Empalme por traslapo
Presión hidrostática lateral
Refuerzo transversal
Refuerzo transversal en elementos a compresión
Refuerzo transversal en elementos a flexión
Apoyos laterales
Sistema resistente ante fuerzas laterales
Ingeniero facultado para diseñar
Profesional facultado para diseñar
Agregado liviano
Concreto con agregado liviano
Concreto liviano
Resistencia por hendidura del concreto ligero
Concreto estructural liviano
Estado límite
Límites al refuerzo en elementos a compresión
Límites al refuerzo en elementos a flexión
Límites al refuerzo en elementos de concreto preeforzado a flexión
Carga viva
Disposición de la carga viva
Carga
Factor de carga
Prueba de carga
Procedimiento de carga en pruebas de carga
Cargas
Cargas y reacciones en las zapatas
Deflexiones a largo plazo
Pérdidas de preefuerzo
Aceptación de cargas de servicio menores
Refuerzo de preefuerzado de baja relajación
Concreto de bajo asentamiento
Concreto de baja resistencia

Momentos magnificados
Instrucciones de instalación impresas del fabricante (IIIF)
Concreto masivo
Losa de cimentación
Acabado según muestra
Materiales
Almacenamiento de materiales
Ensayos de los materiales
Deflexión máxima
Medición de la fuerza de preefuerzo

ENGLISH GLOSSARY

Mechanical anchorage
 Mechanical splice
 Mechanical splice for reinforcement
 Member
 Middle strip
 Mill tests
 Minimum bonded reinforcement
 Minimum depth in footings
 Minimum reinforcement
 Minimum reinforcement in flexural members
 Minimum shear reinforcement
 Minimum thickness
 Mix
 Mix proportioning
 Mixing
 Mixing and placing equipment
 Mixing concrete
 Mixing and placing
 Mixture proportioning
 Model analysis
 Model codes
 Modulus of elasticity
 Mold specimen
 Moment
 Moment frame
 Moment magnification
 Moment magnification to account for slenderness effects in compression members
 Moment magnifier
 Moment redistribution
 Moment resisting frame
 Moment transfer
 Monostrand tendons
 Mud mat
 Multi-strand tendons

GLOSARIO EN ESPAÑOL

Anclaje mecánico
 Empalme mecánico
 Empalme mecánico del refuerzo
 Elemento
 Franja central
 Ensayos de producción
 Refuerzo mínimo adherido
 Mínimo espesor de la zapata
 Refuerzo mínimo
 Refuerzo mínimo en elementos a flexión
 Refuerzo mínimo a cortante
 Espesor mínimo
 Mezcla
 Dosificación de la mezcla
 Mezclado
 Equipo de mezclado y colocación
 Mezclado del concreto
 Mezclado y colocación,
 Dosificación de la mezcla
 Análisis con modelos
 Reglamentos modelo de construcción
 Módulo de elasticidad
 Fabricar la probeta
 Momento
 Pórtico resistente a momentos
 Magnificación de momentos
 Magnificación de los momentos para tener en cuenta los efectos de esbeltez
 Magnificador de momentos
 Redistribución de momentos
 Pórtico resistente a momentos
 Transferencia de momentos
 Tendones de un torón
 Mortero de limpieza
 Tendones de varios torones

-N-

Negative moment redistribution
 Negative moment reinforcement
 Negative moment reinforcement development
 Negative moments
 Negative reinforcement
 Net tensile strain
 Nodal zone
 Node
 Nominal strength
 Nondestructive tests
 Nonlinear response
 Nonprestressed concrete construction
 Nonprestressed concrete construction deflections
 Nonprestressed flexural members
 Nonslip finish
 Nonspecified finish
 Nonsway frame
 Normal weight concrete
 Notation
 NRMCA – National Ready Mixed Concrete Association

Redistribución de momentos negativos
 Refuerzo para momento negativo
 Desarrollo del refuerzo a momentos negativo
 Momentos negativos
 Refuerzo negativo
 Deformación unitaria neta de tracción
 Zona nodal
 Nodo
 Resistencia nominal
 Ensayos no destructivos
 Respuesta no lineal
 Construcción en concreto no preeforzado
 Deflexiones en construcción de concreto no preeforzado
 Elementos no preeforzados a flexión
 Acabado antideslizante
 Acabado no especificado
 Estructura sin desplazamiento lateral, Pórtico arriostrado
 Concreto de peso normal
 Notación
 NRMCA – Asociación nacional de concreto premezclado

-O-

ENGLISH GLOSSARY

Offset bars
Offset method
Openings in slabs
Openings in two-way slabs
Ordinary moment frame
Ordinary reinforced concrete structural walls
Ordinary structural plain concrete structural walls
Owner

-P-

Panel
Pedestal
Performance
Permissible service load stresses
Permissible stresses
Permissible stresses in prestressed concrete flexural members

Permissible stresses in prestressed tendons
Permitted
Pier
Pile
Pile cap
Piles and piers
Pipe
Pipe columns
Pipes (tubing)
Place of deposit
Placing
Placing of concrete
Placing equipment
Placing rate
Placing welding of reinforcement
Plain bar
Plain concrete
Plain mass concrete
Plain reinforcement
Plain structural concrete
Plain welded wire reinforcement
Plastic hinge region
Plywood
Podium slab
Portland-cement grout
Positive moment
Positive moment reinforcement
Positive moment reinforcement development
Positive reinforcement
Post-installed anchor
Post-tensioned tendons
Post-tensioned tendons anchorage zones
Post-tensioned
Post-tensioning anchorages
Post-tensioning anchorages and couplers
Post-tensioning couplers
Post-tensioning ducts
Post-Tensioning Institute (PTI)
Pozzolans
Precast
Precast concrete
Precast concrete bearing wall

GLOSARIO EN ESPAÑOL

Barras dobladas por cambio de sección
Método del corrimiento
Aberturas en losas
Aberturas en losas en dos direcciones
Pórtico ordinario resistente a momentos
Muros estructurales ordinarios de concreto reforzado
Muros estructurales ordinarios de concreto simple
Propietario

Panel
Pedestal
Desempeño
Esfuerzos admisibles para cargas de servicio
Esfuerzos admisibles
Esfuerzos admisibles en elementos de concreto preesforzado a flexión
Esfuerzos admisibles en tendones de preesfuerzo.
Permitido
Pilar, Machón, Pilastra
Pilote
Cabezal de pilotes
Pilotes y pilas excavadas
Tubo
Columnas de tubo de acero,
Tubería estructural,
Lugar de colocación TM
Colocado
Colocación del concreto
Equipo de colocación
Velocidad de colocación
Soldadura de ensamblaje del refuerzo
Barra lisa
Concreto simple, concreto no reforzado
Concreto simple masivo
Refuerzo liso
Concreto simple estructural, Concreto no reforzado
Refuerzo electrosoldado de alambre liso
Región de articulación plástica, Región de rótula plástica
Madera laminada o contrachapada
Losa de podio
Lechada de cemento Portland
Momento positivo
Refuerzo para momento positivo
Desarrollo del refuerzo a momento positivo
Refuerzo positivo
Anclaje postinstalado
Tendones de postensado
Zonas de anclaje de tendones de postensado
Postensado
Anclajes de postensado
Anclajes y conectores para postensado
Conectores de postensado
Ductos de postensado
Instituto del Postensado (PTI)
Puzolanas
Prefabricado
Concreto prefabricado
Muro de carga de concreto prefabricado

ENGLISH GLOSSARY

Precast members
 Precompressed tensile zone
 Preparation of equipment and place of deposit
 Prestress loss
 Prestressed concrete
 Prestressed concrete compression members
 Prestressed concrete construction
 Prestressed concrete construction deflections
 Prestressed concrete continuous construction
 Prestressed concrete deflections
 Prestressed concrete frames
 Prestressed concrete slab systems
 Prestressed concrete tendon anchorage zones
 Prestressed tendons
 Prestressing steel
 Prestressing strand
 Prestressing tendon
 Prestressing tendon anchorage zones
 Prestressing tendon protection
 Prestressing tendon spacing limits
 Prestressing tendon surface conditions
 Prestressing wire
 Pretensioning
 Production of concrete
 Professional engineer registered in the state
 Project drawings
 Project specifications
 Projected area
 Projected influence area
 Proportions of concrete materials
 Proprietary patching materials
 Protection of reinforcement
 Protection of unbonded prestressing tendons
 Provided by the manufacturer
 Provisions
 PTI (Post-Tensioning Institute)
 Pull-on method
 Pullout strength
 Pulse velocity method

-Q-

Quality assurance
 Quality control
 Quality control program
 Quality of concrete
 Quality tests

-R-

Radius of gyration of section
 Raised grain
 Ready-mixed concrete
 Rebound hammer
 Reference specification
 Reference standards
 Refractory concrete
 Reinforced concrete
 Reinforced mass concrete
 Reinforcement
 Reinforcement bend tests

GLOSARIO EN ESPAÑOL

Elementos prefabricados
 Zona de tracción precomprimida
 Preparación del equipo y lugar de colocación
 Pérdida del preesfuerzo
 Concreto preeforzado
 Elementos a compresión de concreto preeforzado
 Construcción en concreto preeforzado
 Deflexiones de construcción en el concreto preeforzado
 Construcción continua de concreto preeforzado
 Deflexiones en el concreto preeforzado
 Pórticos de concreto preeforzado
 Sistemas de losas de concreto preeforzado
 Zonas de anclaje para tendones de preefuerzo
 Tendones de preefuerzo
 Acero de preeforzado
 Torón de preeforzado
 Tendón de preefuerzo
 Zonas de anclaje de tendones de preefuerzo
 Protección de los tendones de preefuerzo
 Límites al espaciamiento de tendones de preefuerzo
 Condiciones de la superficie de tendones de preefuerzo
 Alambre de preefuerzo
 Pretensado
 Producción del concreto
 Ingeniero profesional registrado ante la autoridad competente
 Planos del proyecto
 Especificaciones del proyecto
 Área proyectada
 Área de influencia proyectada
 Dosificación de los materiales del concreto
 Materiales patentados de reparación
 Protección del refuerzo
 Protección de tendones no adheridos de preeforzado
 Suministrado por el fabricante
 Requisitos
 PTI (Instituto del Postensado)
 Método de anclaje
 Resistencia a la extracción por deslizamiento
 Método de velocidad de pulsos

Aseguramiento de calidad
 Control de calidad
 Programa de aseguramiento de calidad
 Calidad del concreto
 Ensayos de calidad

Radio de giro de la sección
 Granos sobresalientes
 Concreto premezclado
 Esclerómetro
 Especificación de referencia
 Normas de referencia
 Concreto refractario
 Concreto reforzado, Hormigón armado
 Concreto masivo reforzado
 Refuerzo, Armadura
 Ensayos de doblado del refuerzo

ENGLISH GLOSSARY

Reinforcement bending
 Reinforcement bends
 Reinforcement connections
 Reinforcement design strength
 Reinforcement details
 Reinforcement development
 Reinforcement development using mechanical splices
 Reinforcement fabrication
 Reinforcement in shells
 Reinforcement limits in compression members
 Reinforcement limits in prestressed flexural members
 Reinforcement mats
 Reinforcement permissible stresses
 Reinforcement placing
 Reinforcement spacing limits
 Reinforcement splice
 Reinforcement splice in columns
 Reinforcement strain
 Reinforcing bar mats
 Reinforcing steels
 Removal of forms
 Repair
 Repair materials
 Required
 Required strength
 Required strength for settlement
 Required strength for shrinkage
 Requirements
 Reshores
 Reshoring
 Retarding admixtures
 Retempered concrete
 Ribbed shells
 Ribbed slab
 Rock drill
 Roof
 Rotary impact drill
 Rough-form finish
 Rubbed finish
 Running water
 Rusticated finish

-S-

Sample
 Sampling
 Sandblast
 Sand-lightweight concrete
 Sawed contraction joint
 Sawing
 Scope
 Scope of Code
 Scratch finish
 Screed
 Screed strips
 Scrubbed finish
 Section
 SDC – Seismic Design Category
 Seismic design
 Seismic design category (SDC)

GLOSARIO EN ESPAÑOL

Doblado del refuerzo
 Dobleces del refuerzo
 Conexiones del refuerzo
 Resistencia de diseño del refuerzo
 Detalles del refuerzo,
 Desarrollo del refuerzo
 Desarrollo del refuerzo utilizando empalmes mecánicos
 Figuración del refuerzo, doblado y corte del refuerzo
 Refuerzo en cascarones
 Límites del refuerzo en elementos en compresión
 Límites del refuerzo en elementos preesforzados a flexión
 Parrillas de refuerzo
 Esfuerzos admisibles en el refuerzo
 Colocación del refuerzo
 Límites al espaciamiento del refuerzo
 Empalme del refuerzo
 Empalme del refuerzo en columnas
 Deformación unitaria en el refuerzo
 Parrillas de barras de refuerzo
 Aceros de refuerzo
 Descimbrado
 Reparación
 Materiales para reparación
 Exigido
 Resistencia requerida
 Resistencia requerida para asentamientos
 Resistencia requerida para retracción de fraguado
 Requisitos
 Puntales de reapuntalamiento
 Recimbrado, Reapuntulado
 Aditivos retardantes
 Concreto remezclado
 Cáscaras nervadas
 Losa nervada
 Taladro para rocas
 Cubierta
 Taladro rotatorio de impacto
 Acabado burdo
 Acabado con frotado
 Escorrentía
 Acabado almohadillado

ENGLISH GLOSSARY

Seismic-force-resisting system
 Seismic hook
 Seismic performance
 Seismic risk
 Separate floor finish
 Service load
 Service load permissible stresses
 Serviceability
 Setting
 Settlement
 Severe exposure conditions
 Shear
 Shear and torsion
 Shear cap
 Shear in brackets
 Shear in corbels
 Shear in deep flexural members
 Shear in footings
 Shear in prestressed concrete
 Shear in slabs
 Shear in walls
 Shear key
 Shear loading
 Shear provisions for corbels
 Shear reinforcement requirements
 Shear strength
 Shear strength of lightweight concrete
 Shear strength requirements in seismic design
 Shear-friction
 Shearhead
 Shearwall
 Sheathing
 Sheathing, prestressing
 Shell concrete
 Shell construction
 Shells
 Shim
 Shop drawings
 Shore removal
 Shored construction
 Shores
 Shoring
 Shotcrete
 Shrinkage
 Shrinkage and temperature reinforcement
 Shrinkage-compensating cement
 Shrinkage reinforcement
 Side-face blowout strength
 Sides of forms
 Silica fume
 Simple mass concrete
 Single 5/8-in. diameter bar tendons
 Site-mixed Portland-cement repair mortar
 Skin reinforcement
 Slab
 Slab-column frames
 Slab direct design method
 Slab-on-ground
 Slab openings

GLOSARIO EN ESPAÑOL

Sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas
 Gancho sísmico
 Desempeño sísmico
 Riesgo sísmico
 Acabado de piso separado
 Carga de servicio
 Esfuerzos admisibles para cargas de servicio
 Funcionamiento
 fraguado inicial
 Asentamiento
 Condiciones severas de exposición
 Cortante
 Cortante y torsión
 Descolgado para cortante
 Cortante en cartelas
 Cortante en ménsulas
 Cortante en elementos a flexión de gran altura
 Cortante en zapatas
 Cortante en concreto preesforzado
 Cortante en losas
 Cortante en muros
 Llave de cortante
 Solicitaciones de cortante
 Requisitos de cortante para ménsulas
 Requisitos para el refuerzo a cortante
 Resistencia al cortante
 Resistencia al cortante del concreto ligero
 Resistencia al cortante en el diseño sísmico
 Cortante por fricción
 Cabeza de cortante
 Muro de cortante, muro de corte
 Revestimiento, entablado,
 Envoltura para tendones de postensado
 Concreto del recubrimiento
 Cascarones
 Cáscaras
 Cuña
 Planos de taller
 Retiro de los puntales
 Construcción apuntalada
 Puntas
 Apuntalamiento
 Concreto lanzado
 Retracción de fraguado
 Refuerzo de retracción y temperatura
 Cemento de compensación de retracción
 Refuerzo de retracción
 Resistencia al desprendimiento lateral
 Testeros, Lados de la formaleta
 Humo de sílice
 Concreto masivo simple
 Barras de preesforzado de 16 mm de diámetro
 Mortero de reparaciones de cemento Pórtland preparado en obra
 Refuerzo superficial
 Losa
 Pórticos losa-columna
 Método de diseño directo en losas
 Losa sobre el terreno
 Aberturas en losas

ENGLISH GLOSSARY

Slab reinforcement
 Slab shear provisions
 Slab systems
 Sleeves
 Slender walls
 Slenderness effects
 Slenderness effects for compression members
 Slipform
 Sloped or stepped footings
 Slump
 Smooth-form finish
 Smooth-rubbed finish
 Spacing
 Spacing limits
 Spacing limits for bundled bars
 Spalling
 Span
 Span length
 Spandrel beam
 Special anchorage device
 Special boundary element
 Special details for column reinforcement
 Special moment frame
 Special moment frame members
 Special precast structural wall
 Special provisions for seismic design
 Special provisions for shear in deep flexural members
 Special provisions for walls
 Special reinforced concrete structural wall
 Special structures
 Special systems of design or construction
 Specialty insert
 Specifications
 Specified compressive strength of concrete
 Specified concrete cover
 Specified lateral forces
 Specifier
 Spiral
 Spiral reinforcement
 Spiral reinforcement in structural steel cores
 Splice
 Splitting failure
 Splitting tensile strength
 Spreader
 Stainless steel reinforcement
 Standard hook
 Standard (document)
 Standard (procedure)
 Standard molded and cured strength specimens
 Steam curing
 Steel base plate
 Steel cores
 Steel fiber-reinforced concrete
 Steel pipe
 Steel pipe reinforcement
 Steel ratio
 Steel reinforcement

GLOSARIO EN ESPAÑOL

Refuerzo de la losa
 Requisitos de cortante en lasos
 Sistemas de losa
 Camisas
 Muros esbeltos
 Efectos de esbeltez
 Efectos de esbeltez en elementos a compresión
 Encofrado deslizante
 Zapatas inclinadas o escalonadas
 Asentamiento (Ensayo de)
 Acabado liso
 Acabado con frotado suave
 Espaciamiento
 Límites de espaciamiento
 Límites de espaciamiento para barras en paquete
 Descascaramiento
 Vano
 Luz, Longitud del vano, Claro
 Viga dintel
 Dispositivo especial de anclaje
 Elemento de borde especial
 Detalles especiales para refuerzo en columnas
 Pórtico especial resistente a momentos
 Elementos de pórticos especiales resistentes a momentos
 Muros estructurales prefabricados especiales
 Requisitos especiales para diseño sísmico
 Requisitos especiales para cortante en elementos de gran altura a flexión
 Requisitos especiales para muros
 Muros estructurales especiales de concreto reforzado
 Estructuras especiales
 Sistemas especiales de diseño o de construcción
 Insertos especiales
 Especificaciones,
 Resistencia especificada a la compresión del concreto
 Recubrimiento especificado del concreto
 Fuerzas laterales especificadas
 Redactor de las especificaciones
 Espiral
 Refuerzo en espiral
 Refuerzo en espiral en núcleos de acero estructural
 Empalme
 Falla por hendimiento
 Resistencia a la tracción por hendimiento
 Esparcidor
 Refuerzo de acero inoxidable
 Gancho estándar
 Normas
 Estándar
 Probetas para resistencia fabricadas y curadas de forma normalizada
 Curado al vapor
 Placa base de acero
 Núcleos de acero
 Concreto reforzado con fibras de acero
 Tubería de acero
 Refuerzo de tubería de acero
 Cuantía de acero de refuerzo
 Refuerzo de acero

ENGLISH GLOSSARY

Steel-deck
Stepped footings
Stiffness
Stirrup
Stirrup shear reinforcement requirements
Storage of materials
Story drift
Story shear
Straight-edge
Strain
Strand
Strength
Strength analysis
Strength analytical evaluation
Strength and serviceability
Strength design
Strength evaluation
Strength evaluation acceptance criteria
Strength evaluation load criteria
Strength evaluation load tests
Strength evaluation of existing structures
Strength evaluation safety
Strength in shear
Strength of anchors
Strength of materials in shell construction
Strength reduction factor
Strength test
Stress
Stressing anchorage
Stress relieved prestressing steel
Stressing sequence
Stretch length
Strong connection
Structural analysis
Structural concrete
Structural design
Structural diaphragm
Structural integrity
Structural integrity in precast concrete
Structural integrity reinforcement
Structural integrity requirements
Structural lightweight concrete
Structural plain concrete
Structural steel
Structural steel core
Structural steel reinforcement
Structural truss
Structural wall
Structural walls and coupling beams
Strut (In Strut & Tie)
Strut and Tie
Strut-and-tie models
Stud
Stud, headed
Stud bearing wall
Subgrade
Submittal
Submitted
Sulfate exposures

GLOSARIO EN ESPAÑOL

Tablero permanente de acero
Zapatas escalonadas
Rigidez
Estribo
Requisitos para estribos de refuerzo a cortante
Almacenamiento de los materiales
Deriva de piso
Cortante del piso
Regla de afinado
Deformación unitaria
Torón (generalmente de 7 alambres)
Resistencia
Análisis de resistencia
Evaluación analítica de la resistencia
Resistencia y funcionamiento
Diseño por resistencia
Evaluación de la resistencia, prueba de carga
Criterio de aceptación de la evaluación de la resistencia
Criterio de carga para la evaluación de la resistencia
Prueba de carga para evaluación de la resistencia
Evaluación de la resistencia de estructuras existentes
Seguridad en la evaluación de la resistencia
Resistencia al cortante
Resistencia de los anclajes
Resistencia de los materiales en construcción de cascarones
Factor de reducción de resistencia
Ensayo de resistenciaTM
Esfuerzo
Anclaje móvil (postensado)
Refuerzo de preesforzado de acero liberado de esfuerzos
Secuencia de tensionamiento (postensado)
Longitud de estirado
Conexión fuerte
Análisis estructural
Concreto estructural
Diseño estructural
Diafragma estructural
Integridad estructural
Integridad estructural en concreto prefabricado
Refuerzo para integridad estructural
Requisitos de integridad estructural
Concreto estructural liviano
Concreto estructural simple
Acero estructural
Núcleo de concreto confinado en acero estructural
Refuerzo de acero estructural
Cercha estructural
Muro estructural
Muros estructurales y vigas de acople
Puntal
Puntal y Tensor
Modelos puntal-tensor
Montante, pie derecho
Perno con cabeza
Muro de carga de aportamiento ligero
Sub base
Remisión
Remitido para consideración
Exposición a los sulfatos

ENGLISH GLOSSARY

Superimposed load	Sobrecarga
Supplemental reinforcement	Refuerzo suplementario
Surface conditions	Condición de la superficie
Surface defects	Defectos superficiales
Surface retarder	Retardante superficial o para la superficie
Sway frames	Estructuras con desplazamiento lateral, Pórtico no arriostrado
-T-	
T-beams	Vigas T
Tempered concrete-form-grade hardboard	Tableros aglomerados para encofrados de concreto
Temperature reinforcement	Refuerzo de temperatura
Temporary spreaders	Esparcidores temporales
Tendon	Tendón
Tendon anchorage zones	Zonas de anclaje de tendones
Tensile loading	Cargas por tracción
Tensile strength	Resistencia a la tracción
Tension	Tracción
Tension splice of deformed reinforcement	Empalme en tracción de refuerzo corrugado
Tension ties	Amarres a tracción
Tension-controlled section	Sección controlada por tracción
Tensioning of tendons	Tensionado de los tendones
Terrazzo	Terrazo
Test of field-cured specimens	Ensayo de especímenes curados en el campo
Test of laboratory-cured specimens	Ensayo de especímenes curados en el laboratorio
Testing agency	Entidad que realiza los ensayos, laboratorio
Testing agency report	Informe de ensayos de laboratorio
Testing for acceptance of concrete	Ensayos para aceptación del concreto
Testing of concrete cylinders	Ensayo de cilindros de concreto
Tests	Ensayos
Textured finish	Acabado texturizado
Thermal effects	Efectos térmicos
Thickness	Espesor
Thin shells	Cáscaras delgadas
Tie	Estribo, tirante, elemento de amarre
Tie (In Strut & Tie)	Tensor
Tie elements	Elementos de amarre, Amarres
Ties for horizontal shear	Amarres para cortante horizontal
Tilt-up construction	Construcción con muros levantados (tilt-up)
Tolerances	Tolerancias
Tolerances for placing reinforcement	Tolerancias para colocación del refuerzo
Tooled finish	Acabado con herramientas (abujardado)
Topping	Afinado de piso
Torsion	Torsión
Torsion design	Diseño a torsión
Torsion in prestressed concrete	Torsión en concreto preestado
Torsion reinforcement requirements	Requisitos para el refuerzo a torsión
Torsional members in slab design	Elemento torsional en diseño de losas
Torsional moment strength	Resistencia a la torsión
Toughness	Tenacidad
Transfer	Transferencia
Transfer length	Longitud de transferencia
Transmission through floor system of column loads	Transmisión de cargas de columnas a través del sistema de piso
Transverse	Transversal
Transverse reinforcement	Refuerzo transversal
Tributary load	Carga aferente
Trowel	Palustre
Trowel finish	Acabado con palustre
Truckload	Camión completo
Tubing	Tubería

GLOSARIO EN ESPAÑOL

Sobrecarga	Sobrecarga
Refuerzo suplementario	Refuerzo suplementario
Condición de la superficie	Condición de la superficie
Defectos superficiales	Defectos superficiales
Retardante superficial o para la superficie	Retardante superficial o para la superficie
Estructuras con desplazamiento lateral, Pórtico no arriostrado	Estructuras con desplazamiento lateral, Pórtico no arriostrado
Vigas T	
Tableros aglomerados para encofrados de concreto	Tableros aglomerados para encofrados de concreto
Refuerzo de temperatura	Refuerzo de temperatura
Esparcidores temporales	Esparcidores temporales
Tendón	Tendón
Zonas de anclaje de tendones	Zonas de anclaje de tendones
Cargas por tracción	Cargas por tracción
Resistencia a la tracción	Resistencia a la tracción
Tracción	Tracción
Empalme en tracción de refuerzo corrugado	Empalme en tracción de refuerzo corrugado
Amarres a tracción	Amarres a tracción
Sección controlada por tracción	Sección controlada por tracción
Tensionado de los tendones	Tensionado de los tendones
Terrazo	Terrazo
Ensayo de especímenes curados en el campo	Ensayo de especímenes curados en el campo
Ensayo de especímenes curados en el laboratorio	Ensayo de especímenes curados en el laboratorio
Entidad que realiza los ensayos, laboratorio	Entidad que realiza los ensayos, laboratorio
Informe de ensayos de laboratorio	Informe de ensayos de laboratorio
Ensayos para aceptación del concreto	Ensayos para aceptación del concreto
Ensayo de cilindros de concreto	Ensayo de cilindros de concreto
Ensayos	Ensayos
Acabado texturizado	Acabado texturizado
Efectos térmicos	Efectos térmicos
Espesor	Espesor
Cáscaras delgadas	Cáscaras delgadas
Estribo, tirante, elemento de amarre	Estribo, tirante, elemento de amarre
Tensor	Tensor
Elementos de amarre, Amarres	Elementos de amarre, Amarres
Amarres para cortante horizontal	Amarres para cortante horizontal
Construcción con muros levantados (tilt-up)	Construcción con muros levantados (tilt-up)
Tolerancias	Tolerancias
Tolerancias para colocación del refuerzo	Tolerancias para colocación del refuerzo
Acabado con herramientas (abujardado)	Acabado con herramientas (abujardado)
Afinado de piso	Afinado de piso
Torsión	Torsión
Diseño a torsión	Diseño a torsión
Torsión en concreto preestado	Torsión en concreto preestado
Requisitos para el refuerzo a torsión	Requisitos para el refuerzo a torsión
Elemento torsional en diseño de lasos	Elemento torsional en diseño de lasos
Resistencia a la torsión	Resistencia a la torsión
Tenacidad	Tenacidad
Transferencia	Transferencia
Longitud de transferencia	Longitud de transferencia
Transmisión de cargas de columnas a través del sistema de piso	Transmisión de cargas de columnas a través del sistema de piso
Transversal	Transversal
Refuerzo transversal	Refuerzo transversal
Carga aferente	Carga aferente
Palustre	Palustre
Acabado con palustre	Acabado con palustre
Camión completo	Camión completo
Tubería	Tubería

ENGLISH GLOSSARY

Tubing reinforcement
 Two-courses slab
 Two-way construction
 Two-way slab
 Two-way slab direct design method
 Two-way slab equivalent frame method
 Two-way slab openings
 Two-way slab reinforcement
 Two-way slabs

-U-

Ultimate strength
 Unbonded tendon
 Undercut anchor
 Unfactored loads
 Unformed surface
 Unformed surface finish
 Unshored construction
 Unspecified finish

-V-

Vertical shear strength in composite flexural members
 Vertical wall segment

-W-

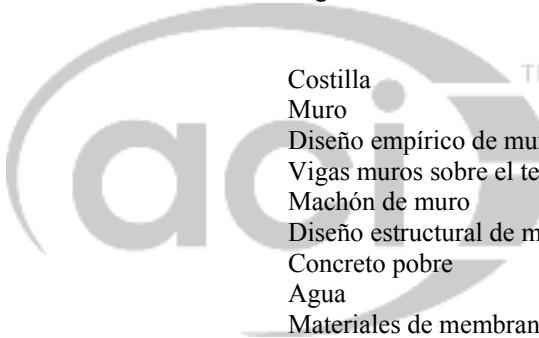
Wale
 Wall
 Wall empirical design
 Wall grade-beams
 Wall pier
 Wall structural design
 Waste slab
 Water
 Waterproof sheet materials
 Waterstops
 Water-cementitious materials ratio (*w/cm*)
 Water-reducing admixtures
 Weathering
 Web
 Web reinforcement
 Welded deformed wire reinforcement
 Welded deformed wire reinforcement splice
 Welded plain wire reinforcement
 Welded splice
 Welded splice in tension reinforcement
 Welded wire fabric (Obsolete term — ASTM recently changed it to Welded wire reinforcement)
 Welded wire reinforcement
 Welded wire reinforcement bends
 Welded wire reinforcement placing
 Welding procedure specifications (WPS)
 Welding of reinforcement
 Wet weather
 Width
 Wind loads
 Wire
 Wobble friction
 Wood formwork

GLOSARIO EN ESPAÑOL

Refuerzo de tubo
 Losa construida en dos capas
 Construcción en dos direcciones
 Losa en dos direcciones
 Método de diseño directo para losas en dos direcciones
 Método del pórtico equivalente para diseño losas en dos direcciones
 Aberturas en lasos en dos direcciones
 Refuerzo en lasos en dos direcciones
 Lasos en dos direcciones

Resistencia última
 Tendón de preesfuerzo no adherido
 Anclaje con sobreperforación en su base
 Cargas no mayoradas
 Superficies construidas sin encofrado
 Acabado de superficies construidas sin encofrado
 Construcción no apuntalada
 Acabado no especificado

Resistencia al cortante vertical en elementos compuestos a flexión
 Segmento vertical de muro



Costilla
 Muro
 Diseño empírico de muros
 Vigas muros sobre el terreno
 Machón de muro
 Diseño estructural de muros
 Concreto pobre
 Agua
 Materiales de membranas impermeables
 Cintas de sellado impermeable
 Relación agua-materiales cementantes (*a/mc*)
 Aditivos reductores de agua
 Acciones del clima, meteorización, erosión
 Alma
 Refuerzo del alma
 Refuerzo electrosoldado de alambre corrugado
 Empalme en refuerzo electrosoldado de alambre corrugado
 Refuerzo electrosoldado de alambre liso
 Empalme soldado
 Empalme soldado en refuerzo en tracción
 Malla electrosoldada (Término obsoleto — la ASTM lo cambió recientemente a refuerzo electrosoldado de alambre)
 Refuerzo electrosoldado de alambre
 Dobleces en el refuerzo electrosoldado de alambre
 Colocación del refuerzo electrosoldado de alambre
 Especificación de los procedimientos de soldadura (EPS)
 Soldadura del refuerzo
 Clima húmedo
 Ancho
 Fuerzas de viento
 Alambre
 Fricción por desviación involuntaria
 Encofrado de madera

ENGLISH GLOSSARY

Work

-Y-

Yield strength

GLOSARIO EN ESPAÑOL

Obra, construcción

-Z-

Zinc-coated (galvanized) reinforcement

Resistencia a la fluencia

Refuerzo con recubrimiento de zinc (galvanizado)



GLOSARIO ESPAÑOL-INGLÉS

GLOSARIO EN ESPAÑOL

-A-

A la vista

Ábaco

Aberturas en losas

Aberturas en losas en dos direcciones

Abrasión

Abrazadera

Acabado, terminado

Acabado almohadillado

Acabado antideslizante

Acabado aplicado

Acabado arquitectónico

Acabado burdo

Acabado cepillado

Acabado con agregado expuesto

Acabado con chorro

Acabado con escoba o correa

Acabado con frotado

Acabado con frotado suave

Acabado con herramientas (abujardado)

Acabado con llana

Acabado con llana de corcho

Acabado con palustre

Acabado con transferencia de agregado

Acabado de agregado expuesto

Acabado de lanzamiento en seco

Acabado de superficies construidas sin encofrado

Acabado limpiado con mortero

Acabado liso

Acabado no especificado

Acabado o terminado del concreto

Acabado rayado

Acabado según muestra

Acabado sin alteración

Acabado texturizado

Acabado de piso

Acabado de piso separado

Accesorios fabricados comercialmente

Acciones del clima

Aceptable

Aceptado

Aceptación de cargas de servicio menores

Aceptación del concreto

Acero de lingote

Acero de preesforzado

Acero de preefuerzo

Acero de refuerzo

Acero dúctil

Acero estructural

Acero extremo en tracción

Aceros de refuerzo

ACI (Instituto americano del concreto)

Acople

Adherencia

Adhesivo

Aditivo

Aditivos acelerantes

ENGLISH GLOSSARY

Exposed to public view

Drop panel

Openings in slabs, Slab openings

Openings in two-way slabs, Two-way slab openings

Abrasion

Fastener

Finish

Rusticated finish

Nonslip finish

Applied finish

Architectural finish

Rough-form finish

Scrubbed finish

Exposed-aggregate finish

Blast finish

Broom or belt finish

Rubbed finish

Smooth-rubbed finish

Tooled finish

Float finish

Cork-floated finish

Trowel finish

Aggregate transfer finish

Exposed aggregate finish

Dry-shake finish

Unformed surface finish

Grout-cleaned finish

Smooth-form finish

Nonspecified finish, unspecified finish

Finishing of concrete

Scratch finish

Matching sample finish

As-cast finish

Textured finish

Floor finish

Separate floor finish

Commercially manufactured accessories

Weathering

Acceptable

Accepted

Lower load rating

Acceptance of concrete

Billet-steel

Prestressing steel

Prestressing steel

Reinforcing steel

Ductile steel

Structural steel

Extreme tension steel

Reinforcing steels

ACI (American Concrete Institute)

Coupler

Bond

Adhesive

Admixture

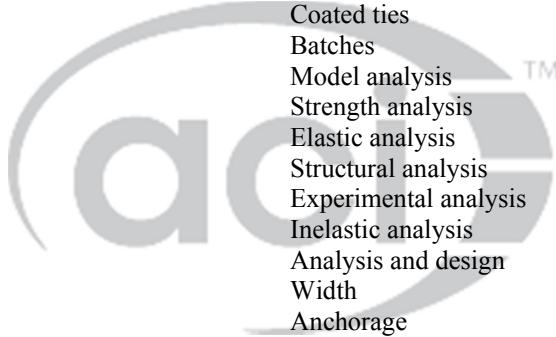
Accelerating admixtures

GLOSARIO EN ESPAÑOL

Aditivos con cloruros
 Aditivos expansivos
 Aditivos incorporadores de aire
 Aditivos reductores de agua
 Aditivos retardantes
 Afinado de piso
 Agregado
 Agregado liviano
 Agua
 Aire incorporado
 Ala
 Alma
 Alambre
 Alambre de preesfuerzo
 Alcance
 Alcance del Reglamento
 Almacenamiento de los materiales
 Almohadilla de apoyo
 Altura de la sección
 Altura útil de la sección (*d*)
 Amarres
 Amarres a tracción
 Amarres internos del encofrado
 Amarres para cortante horizontal
 Amarres recubiertos
 Amasadas, Tandas
 Análisis con modelos
 Análisis de resistencia
 Análisis elástico
 Análisis estructural
 Análisis experimental
 Análisis inelástico
 Análisis y diseño
 Ancho
 Anclaje
 Anclaje adherido
 Anclaje al concreto
 Anclaje con sobreperforación en su base
 Anclaje de expansión
 Anclaje fijo en postensado
 Anclaje intermedio
 Anclaje mecánico
 Anclaje móvil en postensado
 Anclaje post-instalado
 Anclaje pre-instalado
 Anclaje, Elemento de anclaje
 Anclajes de postensado
 Anclajes horizontales e inclinados hacia arriba
 Anclajes y conectores para postensado
 Aplastamiento
 Apoyos laterales
 Aprobación
 Apuntalamiento
 Área de influencia proyectada
 Área proyectada
 Arriostramiento
 Armadura
 ASCE (Sociedad Americana de Ingenieros Civiles)
 Aseguramiento de calidad

ENGLISH GLOSSARY

Chloride admixtures
 Expanding admixtures
 Air-entraining admixtures
 Water-reducing admixtures
 Retarding admixtures
 Topping
 Aggregate
 Lightweight aggregate
 Water
 Air entrainment
 Flange
 Web, stem
 Wire
 Prestressing wire
 Scope
 Scope of Code
 Storage of materials, Materials storage
 Bearing pad
 Depth of cross-section
 Effective depth of section (*d*)
 Tie elements
 Tension ties
 Form ties
 Ties for horizontal shear
 Coated ties
 Batches
 Model analysis
 Strength analysis
 Elastic analysis
 Structural analysis
 Experimental analysis
 Inelastic analysis
 Analysis and design
 Width
 Anchorage
 Adhesive anchor
 Anchor to concrete
 Undercut anchor
 Expansion anchor
 Fixed anchorage
 Intermediate anchorage
 Mechanical anchorage
 Stressing anchorage
 Post-installed anchor
 Cast-in anchor
 Anchor
 Post-tensioning anchorages
 Horizontal and upwardly inclined anchor
 Post-tensioning anchorages and couplers
 Bearing
 Lateral supports
 Acceptance
 Shoring
 Projected influence area
 Projected area
 Brace
 Reinforcement
 ASCE (American Society of Civil Engineers)
 Quality assurance



GLOSARIO EN ESPAÑOL

Asentamiento
Asentamiento (Ensayo de)
Asentamiento del anclaje
Aserrado
Asignada a CDS
ASTM (Sociedad Americana para Ensayos y Materiales)
Autoridad Competente
AWS (Sociedad Americana de Soldadura)

-B-

Banda transportadora
Barra
Barra con cabeza
Barra corrugada
Barra corrugada con cabeza
Barra lisa
Barras de preesforzado de 16 mm de diámetro
Barras dobladas por cambio de sección
Base de la estructura
Bisel
Bujarda

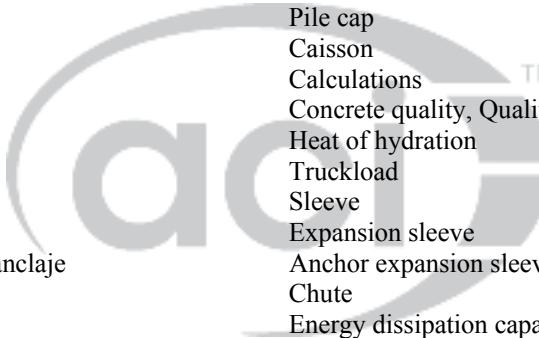
-C-

Cabeza de cortante
Cabezal de pilotes
Cajón de cimentación
Cálculos
Calidad del concreto
Calor de hidratación
Camión completo
Camisa
Camisa de expansión
Camisa de expansión del elemento de anclaje
Canal
Capacidad de disipación de energía
Carga
Carga aferente
Carga axial
Carga de servicio
Carga mayorada
Carga muerta
Carga viva
Cargas
Cargas de construcción
Cargas no mayoradas
Cargas por tracción
Cargas y fuerzas mayoradas
Cargas y reacciones en las zapatas
Cartela
Cartelas
Cáscaras
Cáscaras delgadas
Cáscaras nervadas
Cascarones
Cascarones delgados
Cemento de alta resistencia inicial
Categoría de diseño sísmico (CDS)
CDS – Categoría de Diseño Sísmico
Cemento

ENGLISH GLOSSARY

Settlement
Slump
Anchorage set
Sawing
Assigned to SDC
ASTM (American Society for Testing and Materials)
Building official
AWS (American Welding Society)

Belt conveyor
Bar
Headed bar
Deformed bar
Headed deformed bar
Plain bar
Single 5/8-in. diameter bar tendons
Offset bars
Base of structure
Bevel
Bush hammer



TM
Shearhead
Pile cap
Caisson
Calculations
Concrete quality, Quality of concrete
Heat of hydration
Truckload
Sleeve
Expansion sleeve
Anchor expansion sleeve
Chute
Energy dissipation capacity or “toughness”
Load
Tributary load
Axial load
Service load
Factored load
Dead load
Live load
Loading
Construction loads
Unfactored loads
Tensile loading
Factored loads and forces
Loads and reactions in footings
Haunch
Brackets
Shells
Thin shells
Ribbed shells
Shell construction
Thin shells
High-early-strength cement
Seismic design category (SDC)
SDC – Seismic Design Category
Cement

GLOSARIO EN ESPAÑOL**ENGLISH GLOSSARY**

Cemento adicionado	Blended cement
Cemento expansivo	Expansive cement
Ceniza volante	Fly ash
Cercha estructural	Structural truss
Chaflán	Chamfer
Chorro de arena	Sandblast
Cilindros curados en obra	Field-cured cylinders
Cimbra, formaleta, encofrado	Formwork
Cimbras	Forms
Cimentación	Foundation
Cintas de sellado impermeable	Waterstops
Claro (Luz, Longitud del vano)	Span length
Clasificado dentro de CDS	Assigned to SDC
Clima cálido	Hot weather
Clima frío	Cold weather
Clima húmedo	Wet weather
Cloruro	Chloride
Cloruro de calcio	Calcium chloride
COE/CRD – Cuerpo de ingenieros del ejército de los Estados Unidos	COE/CRD – U. S. Army Corps of Engineers
Colocación del refuerzo electrosoldado de alambre	Welded wire reinforcement placing
Colocación del concreto	Concrete depositing, depositing concrete, placing of concrete
Colocación del refuerzo	Reinforcement placing
Colocando	Placing
Columna	Column
Columna equivalente en el diseño de losas	Equivalent column in slab design
Columnas de tubo de acero	Pipe columns
Combinaciones de carga de diseño	Design load combinations
Combinaciones de mayoración de carga	Factored load combinations
Compensador de retracción	Shrinkage compensating
Concreto, hormigón	Concrete
Concreto aislante	Insulating concrete
Concreto arquitectónico	Architectural concrete
Concreto auto-compactante, Concreto fluido	Flowing concrete
Concreto colocado en sitio	Cast-in-place concrete
Concreto completamente liviano	All-lightweight concrete
Concreto con agregado liviano	Lightweight aggregate concrete
Concreto con compensación de retracción	Shrinkage-compensating concrete
Concreto construido en sitio	Cast-in-place concrete
Concreto de alta resistencia inicial	High-early strength concrete
Concreto de baja resistencia	Low-strength concrete
Concreto de bajo asentamiento	Low-slump concrete
Concreto de compensación de retracción	Shrinkage-compensating concrete
Concreto de contrapiso	Topping
Concreto de peso normal, concreto de densidad normal	Normal weight concrete
Concreto del recubrimiento	Shell concrete
Concreto endurecido	Hardened concrete
Concreto estructural	Structural concrete
Concreto estructural liviano	Structural lightweight concrete
Concreto estructural simple	Structural plain concrete
Concreto lanzado	Shotcrete
Concreto liviano	Lightweight concrete
Concreto fluido, Concreto auto-compactante	Flowing concrete
Concreto liviano de arena de peso normal	Sand-lightweight concrete
Concreto masivo	Mass concrete
Concreto masivo simple	Simple mass concrete
Concreto pesado de escudo	Heavyweight shielding concrete
Concreto pobre	Waste slab
Concreto preesforzado	Prestressed concrete

GLOSARIO EN ESPAÑOL

Concreto prefabricado
 Concreto premezclado
 Concreto reforzado, Hormigón armado
 Concreto reforzado con fibras de acero
 Concreto reforzado masivo
 Concreto refractario
 Concreto remezclado
 Concreto simple estructural
 Concreto simple masivo
 Concreto simple, concreto no reforzado
 Condición de la superficie
 Condiciones de la superficie de tendones de preesfuerzo
 Condiciones severas de exposición
 Conductos embebidos
 Conductos y tubos embebidos
 Conector
 Conectores de postensado
 Conexión
 Conexión dúctil
 Conexión fuerte
 Conexiones del refuerzo
 Conjunto de muestras
 Consolidación
 Construcción
 Construcción apuntalada
 Construcción compuesta
 Construcción compuesta (concreto con concreto),
 Construcción compuesta (concreto y acero),
 Construcción con muros rebatidos
 Construcción con nervaduras
 Construcción continua de concreto preesforzado
 Construcción en concreto
 Construcción en clima cálido
 Construcción en clima frío,
 Construcción en concreto
 Construcción en concreto no preesforzado
 Construcción en concreto preesforzado
 Construcción en dos direcciones
 Construcción no apuntalada
 Constructor
 Contenido de ion cloruro
 Contorno
 Contraflecha
 Contrafuerte
 Contratista
 Contratista que suministra el acero de refuerzo cortado y doblado y algunas veces lo coloca
 Control de calidad
 Control de deflexiones
 Correa de yute
 Corrosión
 Cortante
 Cortante del piso
 Cortante en cartelas
 Cortante en concreto preesforzado
 Cortante en elementos a flexión de gran altura
 Cortante en losas
 Cortante en ménsulas
 Cortante en muros

ENGLISH GLOSSARY

Precast concrete
 Ready-mixed concrete
 Reinforced concrete
 Steel fiber-reinforced concrete
 Reinforced mass concrete
 Refractory concrete
 Retempered concrete
 Plain structural concrete
 Plain mass concrete
 Plain concrete
 Surface conditions
 Prestressing tendon surface conditions
 Severe exposure conditions
 Embedded conduits
 Embedded conduits and pipes
 Coupler
 Post-tensioning couplers
 Connection
 Ductile connection
 Strong connection
 Reinforcement connections
 Composite sample
 Consolidation
 Work
 Shored construction
 Composite construction
 Composite construction (concrete to concrete)
 Composite construction (concrete and steel)
 Tilt-up construction
 Joist construction
 Prestressed concrete continuous construction
 Concrete construction
 Hot weather construction
 Cold weather construction
 Concrete construction
 Nonprestressed concrete construction
 Prestressed concrete construction
 Two-way construction
 Unshored construction
 Builder, contractor
 Chloride-ion content
 Contour
 Camber
 Buttress
 Contractor
 Fabricator
 Quality control
 Control of deflections, Deflection control
 Burlap belt
 Corrosion
 Shear
 Story shear
 Shear in brackets
 Shear in prestressed concrete
 Shear in deep flexural members
 Shear in slabs
 Shear in corbels
 Shear in walls

GLOSARIO EN ESPAÑOL

Cortante en zapatas	Shear in footings
Cortante por fricción	Shear-friction
Cortante y torsión	Shear and torsion
Corte y doblado del acero de refuerzo	Fabrication
Costilla	Wale
Criterio de aceptación de la evaluación de la resistencia	Strength evaluation acceptance criteria
Criterio de carga para la evaluación de la resistencia	Strength evaluation load criteria
CRSI (Instituto del acero de refuerzo para concreto)	CRSI (Concrete Reinforcing Steel Institute)
Cuantía de acero refuerzo	Steel ratio
Cubierta	Roof
Cuña	Shim
Curado	Curing
Curado acelerado	Accelerated curing
Curado al vapor	Steam curing
Curado del concreto	Concrete curing

ENGLISH GLOSSARY

Defectos	Defects
Defectos superficiales	Surface defects
Definiciones	Definitions
Deflector	Baffle, discharge baffle
Deflexión	Deflection
Deflexión máxima	Maximum deflection
Deflexiones a largo plazo	Long-term deflections
Deflexiones de construcción en el concreto preeforzado	Prestressed concrete construction deflections
Deflexiones en construcción de concreto no preeforzado	Nonprestressed concrete construction deflections
Deflexiones en construcción en dos direcciones	Deflections in two-way construction
Deflexiones en el concreto preeforzado	Prestressed concrete deflections
Deflexiones inmediatas	Immediate deflections
Deformación unitaria	Strain
Deformación unitaria de control por compresión	Compression control strain
Deformación unitaria en el refuerzo	Reinforcement strain
Deformación unitaria neta de tracción	Net tensile strain
Densidad	Density
Densidad de equilibrio	Equilibrium density
Deriva de piso	Story drift
Deriva de piso de diseño	Design story drift ratio
Desarrollo	Development
Desarrollo de anclajes mecánicos	Development of mechanical anchorages
Desarrollo de anclajes mecánicos del refuerzo	Development of reinforcement mechanical anchorage
Desarrollo de barras en paquete	Development of bundled bars
Desarrollo de empalmes	Development of splices
Desarrollo de empalmes mecánicos para el refuerzo	Development of mechanical splices for reinforcement
Desarrollo de los ganchos del refuerzo	Development of reinforcement hooks
Desarrollo de refuerzo electrosoldado de alambre corrugado	Development of deformed welded wire reinforcement
Desarrollo de refuerzo electrosoldado de alambre liso	Development of plain welded wire reinforcement
Desarrollo de torones de preefuerzo	Development of prestressing strand
Desarrollo del anclaje	Anchorage development
Desarrollo del refuerzo	Development of reinforcement, Reinforcement development
Desarrollo del refuerzo a momento positivo	Positive moment reinforcement development
Desarrollo del refuerzo a momentos negativo	Negative moment reinforcement development
Desarrollo del refuerzo de flexión	Development of flexural reinforcement
Desarrollo del refuerzo embebido	Development of reinforcement by embedment
Desarrollo del refuerzo en el alma	Development of web reinforcement
Desarrollo del refuerzo para momento negativo	Development of negative moment reinforcement
Desarrollo del refuerzo para momento positivo	Development of positive moment reinforcement
Desarrollo del refuerzo utilizando empalmes mecánicos	Reinforcement development using mechanical splices
Desarrollo en compresión del refuerzo corrugado	Development in compression of deformed reinforcement
Desarrollo en tracción del refuerzo corrugado	Development in tension of deformed reinforcement

-D-

Defectos
Defectos superficiales
Definiciones
Deflector
Deflexión
Deflexión máxima
Deflexiones a largo plazo
Deflexiones de construcción en el concreto preeforzado
Deflexiones en construcción de concreto no preeforzado
Deflexiones en construcción en dos direcciones
Deflexiones en el concreto preeforzado
Deflexiones inmediatas
Deformación unitaria
Deformación unitaria de control por compresión
Deformación unitaria en el refuerzo
Deformación unitaria neta de tracción
Densidad
Densidad de equilibrio
Deriva de piso
Deriva de piso de diseño
Desarrollo
Desarrollo de anclajes mecánicos
Desarrollo de anclajes mecánicos del refuerzo
Desarrollo de barras en paquete
Desarrollo de empalmes
Desarrollo de empalmes mecánicos para el refuerzo
Desarrollo de los ganchos del refuerzo
Desarrollo de refuerzo electrosoldado de alambre corrugado
Desarrollo de refuerzo electrosoldado de alambre liso
Desarrollo de torones de preefuerzo
Desarrollo del anclaje
Desarrollo del refuerzo
Desarrollo del refuerzo a momento positivo
Desarrollo del refuerzo a momentos negativo
Desarrollo del refuerzo de flexión
Desarrollo del refuerzo embebido
Desarrollo del refuerzo en el alma
Desarrollo del refuerzo para momento negativo
Desarrollo del refuerzo para momento positivo
Desarrollo del refuerzo utilizando empalmes mecánicos
Desarrollo en compresión del refuerzo corrugado
Desarrollo en tracción del refuerzo corrugado

GLOSARIO EN ESPAÑOL

Desarrollo y empalme del refuerzo
 Descascaramiento
 Descimbrado
 Descolgado para cortante
 Desempeño
 Desempeño sísmico
 Designado parte de CDS
 Desmoldeante
 Desplazamiento de diseño
 Detallado
 Detalles del refuerzo,
 Detalles especiales del refuerzo para columnas
 Detalles especiales para refuerzo en columnas
 Diafragma estructural
 Diámetro equivalente de un paquete
 Dimensiones de diseño
 Discontinuidad
 Diseño
 Diseño a torsión
 Diseño de concreto prefabricado
 Diseño de la cimbra
 Diseño de las zonas de anclajes
 Diseño de los apoyos
 Diseño empírico
 Diseño empírico de muros
 Diseño estructural
 Diseño estructural de muros
 Diseño por resistencia
 Diseño sísmico
 Disposición de la carga viva
 Disposiciones alternativas para concreto reforzado y preeforzado
 Dispositivo básico de anclaje para un torón
 Dispositivo básico de anclaje para varios torones
 Dispositivo de anclaje
 Dispositivo especial de anclaje
 Distancia al borde
 Distancia entre soportes laterales de los elementos a flexión
 Distribución de las fuerzas en concreto prefabricado
 Distribución del refuerzo a flexión en losas en una dirección
 Distribución del refuerzo a flexión en vigas y losas en una dirección
 Dobladillo del refuerzo
 Dobladillo y corte del refuerzo
 Dobleces del refuerzo
 Dobleces en el refuerzo electrosoldado de alambre
 Documentos contractuales
 Dosificación de la mezcla
 Dosificación de los materiales del concreto
 Dosificación del concreto
 Ducto
 Ducto de postensado
 Ductos de servicios embebidos
 Durabilidad

ENGLISH GLOSSARY

Development and splices of reinforcement
 Spalling
 Form removal, formwork removal, removal of forms
 Shear cap
 Performance
 Seismic performance
 Designated part of SDC
 Formwork release agent
 Design displacement
 Detailing
 Reinforcement details
 Column special reinforcement details
 Special details for column reinforcement
 Structural diaphragm
 Equivalent diameter of bundle
 Design dimensions
 Discontinuity
 Dimensioning, Design
 Torsion design
 Design of precast concrete
 Design of formwork
 Design of anchorage zones
 Bearing design
 Empirical design
 Wall empirical design
 Structural design
 Wall structural designTM
 Strength design
 Seismic design
 Live load arrangement
 Alternative provisions for reinforced and prestressed concrete
 Basic monostrand anchorage device
 Basic multi-strand anchorage device
 Anchorage device
 Special anchorage device
 Edge distance
 Distance between lateral supports for flexural members
 Distribution of forces in precast concrete
 Distribution of flexural reinforcement in one-way slabs
 Flexural reinforcement distribution in beams and one-way slabs
 Bending of reinforcement, Reinforcement bending
 Reinforcement fabrication
 Reinforcement bends
 Welded wire reinforcement bends
 Contract documents
 Mix proportioning, Mixture proportioning
 Proportions of concrete materials
 Concrete proportioning
 Duct
 Post-tensioning duct
 Embedded service ducts
 Durability

-E-

Efecto de las cartelas en la rigidez
 Efecto en la cimbra de la velocidad de colocación del concreto
 Efectos de esbeltez
 Efectos de esbeltez en elementos a compresión

Effect on stiffness of haunches
 Effect on formwork of concrete placing rate
 Slenderness effects
 Compression member slenderness effects, Slenderness effects for

GLOSARIO EN ESPAÑOL

Efectos sísmicos
 Efectos térmicos
 Eflorescencia, lechada
 Eje de columnas
 Ejes
 Elemento colector
 Elemento de borde
 Elemento de borde especial
 Elemento frágil de acero
 Elemento torsional en diseño de losas
 Elementos a compresión
 Elementos a compresión de concreto preesforzado
 Elementos a flexión en pórticos especiales resistentes a momento
 Elementos auxiliares
 Elementos cargados axialmente
 Elementos compuestos a compresión
 Elementos compuestos a flexión
 Elementos compuestos de concreto sometidos a flexión
 Elementos de amarre
 Elementos de gran altura a flexión
 Elementos de pórticos
 Elementos de pórticos especiales a momentos en diseño sísmico
 Elementos de pórticos especiales resistentes a momentos
 Elementos especiales de borde
 Elementos estructurales
 Elementos no preesforzados a flexión
 Elementos prefabricados
 Elementos sometidos a flexión y compresión
 Embebido
 Empalme
 Empalme a tope
 Empalme de barras corrugadas a tracción
 Empalme de refuerzo corrugado a compresión
 Empalme del refuerzo
 Empalme del refuerzo en columnas
 Empalme en refuerzo electrosoldado de alambre corrugado
 Empalme en tracción de refuerzo corrugado
 Empalme mecánico
 Empalme mecánicos del refuerzo
 Empalme por traslapo
 Empalme soldado
 Empalme soldado en refuerzo en tracción
 Empuje de tierra
 Encofrado
 Encofrado de madera
 Encofrado deslizante
 Encofrado lateral
 Endurecimiento inicial
 Ensayo
 Ensayo acelerado de resistencia
 Ensayo cíclico
 Ensayo de cilindros
 Ensayo de cilindros de concreto
 Ensayo de doblado
 Ensayo de doblado del refuerzo
 Ensayo de especímenes curados en el campo
 Ensayo de especímenes curados en el laboratorio
 Ensayo de resistencia

ENGLISH GLOSSARY

compression members
 Earthquake effects
 Thermal effects
 Laitance
 Column line
 Axis
 Collector element
 Boundary element
 Special boundary element
 Brittle steel element
 Torsional members in slab design
 Compression members
 Prestressed concrete compression members
 Flexural members of special moment frames
 Auxiliary members
 Axially loaded members
 Composite compression members
 Composite flexural members
 Composite concrete flexural members
 Tie elements
 Deep flexural members
 Frame members
 Special moment frame members in seismic design
 Special moment frame members
 Special boundary elements
 Framing elements
 Nonprestressed flexural members
 Precast members
 Flexural and compression members
 Embedded
 Splice
 End bearing splice
 Deformed bars tension splice
 Deformed reinforcement compression splice
 Reinforcement splice
 Column reinforcement splice, Reinforcement splice in columns
 Welded deformed wire reinforcement splice
 Tension splice of deformed reinforcement
 Mechanical splice
 Mechanical splice for reinforcement
 Lap splice
 Welded splice
 Welded splice in tension reinforcement
 Earth pressure
 Formwork
 Wood formwork
 Slipform
 Edge form
 Initial setting
 Testing
 Accelerated strength test
 Cyclic test
 Cylinder testing
 Testing of concrete cylinders
 Bend test
 Reinforcement bend tests
 Test of field-cured specimens
 Test of laboratory-cured specimens
 Strength test

GLOSARIO EN ESPAÑOL

Ensayo de verificación	Check test
Ensayos	Tests
Ensayos de calidad	Quality tests
Ensayos de campo	Field tests
Ensayos de contenido de aire	Air content tests
Ensayos de laboratorio	Laboratory tests
Ensayos de los materiales	Materials tests
Ensayos de núcleos	Core tests
Ensayos de producción	Mill tests
Ensayos no destructivos	Nondestructive tests
Ensayos para aceptación del concreto	Testing for acceptance of concrete
Entablado	Sheathing
Entidad que realiza los ensayos	Testing agency
Envoltura para tendones de preefuerzo no adheridos	Sheathing, prestressing
Equipo	Equipment
Equipo de colocación	Placing equipment
Equipo de mezclado y colocación	Mixing and placing equipment
Equipo de transporte	Conveying equipment
Escala natural	Full scale
Esclerómetro	Rebound hammer
Escoba	Broom
Escoria molida granulada de alto horno	Ground-granulated blast-furnace slag
Escorrentía	Running water
Esfuerzo	Stress
Esfuerzo de aplastamiento	Bearing stress
Esfuerzos admisibles	Permissible stresses
Esfuerzos admisibles en el refuerzo	Reinforcement permissible stresses
Esfuerzos admisibles en elementos de concreto preeforzado a flexión	Permissible stresses in prestressed concrete flexural members
Esfuerzos admisibles en tendones de preefuerzo.	Permissible stresses in prestressed tendons
Esfuerzos admisibles para cargas de servicio	Permissible service load stresses, Service load permissible stresses
Esfuerzos combinados,	Combined stress
Espaciamiento	Spacing
Espacio libre para el gato	Jack clearance
Espardidores temporales	Temporary spreaders
Especificación	Specification
Especificación de los procedimientos de soldadura (EPS)	Welding procedure specifications (WPS)
Especificación de referencia	Reference specification
Especificaciones del proyecto	Project specifications
Espesor	Thickness, Depth
Espesores mínimos	Minimum thickness
Espigo	Dowel
Espiral	Spiral
Estado límite	Limit state
Estallido del concreto	Bursting
Estándar	Standard (procedure)
Estríbo	Stirrup, Tie
Estríbo cerrado de confinamiento	Hoop
Estríbo, tirante, elemento de amarre	Tie
Estructura	Structure (sometimes "Framing" or "Frame")
Estructuras con desplazamiento lateral	Sway frames
Estructuras especiales	Special structures
Estructuras estáticamente indeterminadas	Continuous construction
Estructuras resistentes a sismos	Earthquake-resistant structures
Estructuras sin desplazamiento lateral	Nonsway frames
Estructuración	Framing
Evaluación analítica	Analytical evaluation
Evaluación analítica de la resistencia	Strength analytical evaluation

ENGLISH GLOSSARY

Check test
Tests
Quality tests
Field tests
Air content tests
Laboratory tests
Materials tests
Core tests
Mill tests
Nondestructive tests
Testing for acceptance of concrete
Sheathing
Testing agency
Sheathing, prestressing
Equipment
Placing equipment
Mixing and placing equipment
Conveying equipment
Full scale
Rebound hammer
Broom
Ground-granulated blast-furnace slag
Running water
Stress
Bearing stress
Permissible stresses
Reinforcement permissible stresses
Permissible stresses in prestressed concrete flexural members
Permissible stresses in prestressed tendons
Permissible service load stresses, Service load permissible stresses
Combined stress
Spacing
Jack clearance
Temporary spreaders
Specification
Welding procedure specifications (WPS)
Reference specification
Project specifications
Thickness, Depth
Minimum thickness
Dowel
Spiral
Limit state
Bursting
Standard (procedure)
Stirrup, Tie
Hoop
Tie
Structure (sometimes "Framing" or "Frame")
Sway frames
Special structures
Continuous construction
Earthquake-resistant structures
Nonsway frames
Framing
Analytical evaluation
Strength analytical evaluation

GLOSARIO EN ESPAÑOL

Evaluación de la resistencia de estructuras existentes
 Evaluación de la resistencia, prueba de carga
 Evaluación y aceptación del concreto
 Exposición
 Exigido
 Exposición a los sulfatos
 Exposición al congelamiento y descongelamiento
 Exudación

ENGLISH GLOSSARY

Strength evaluation of existing structures
 Strength evaluation
 Concrete evaluation and acceptance, Evaluation and acceptance of concrete
 Exposure
 Required
 Sulfate exposures
 Freezing-and-thawing exposure
 Bleeding

-F-

Fabricar la probeta
 Factor de carga
 Factor de reducción de resistencia
 Factores de carga y de reducción de la resistencia alternativos
 Falla por hendimiento
 Figuración del refuerzo
 Fijación
 Flexión
 Flexión biaxial
 Flujo plástico
 Formaleta
 Formar a nivel una superficie
 Fraguado inicial
 Franja central
 Franja de cierre
 Franja de columnas
 Franja de diseño
 Fricción por curvatura
 Fricción por desviación involuntaria
 Fuerza del gato de tensionamiento
 Fuerzas de viento
 Fuerzas laterales especificadas
 Fuerzas sísmicas
 Funcionamiento

Mold specimen
 Load factor
 Strength reduction factor
 Alternative load and strength reduction factors
 Splitting failure
 Reinforcement fabrication
 Attachment
 Bending
 Biaxial bending
 Creep
 Formwork
 Screed
 Setting
 Middle strip
 Closure strip
 Column strip
 Design strip
 Curvature friction
 Wobble friction
 Jacking force
 Wind loads
 Specified lateral forces
 Earthquake loads
 Serviceability

-G-

Gancho
 Gancho estándar
 Gancho sísmico
 Gancho suplementario
 Gateo
 Gato
 Granos sobresalientes
 Grupo de anclajes
 Guias maestras de espesor

Hook
 Standard hook
 Seismic hook
 Crosstie
 Jacking
 Jack
 Raised grain
 Anchor group
 Screeed strips

-H-

Hormigón armado, Concreto reforzado
 Hormigón, Concreto
 Humo de sílice

Reinforced concrete
 Concrete
 Silica fume

-I-

Idoneidad
 Impacto
 Informe de ensayos de laboratorio
 Ingeniero facultado para diseñar
 Ingeniero profesional registrado ante la autoridad competente
 Inserto embebido

Adequacy
 Impact
 Test agency report
 Licensed design engineer
 Professional engineer registered in the state
 Embedment

GLOSARIO EN ESPAÑOL

Insertos especiales
Inspección
Inspector
Instalación de anclajes
Instituto del Postensado (PTI)
Instrucciones de instalación impresas del fabricante (IIIF)
Integridad estructural
Integridad estructural en concreto prefabricado
Interacción de las fuerzas de tracción y cortante
Inyectado (postensado)

-J-

Junta
Junta de construcción
Junta de contracción
Junta de contracción cortada
Junta de expansión o junta de dilatación
Junta fría
Juntas adheridas
Juntas en concreto estructural simple

-L-

Laboratorio
Lechada, eflorescencia
Lechada de cemento de adherencia
Lechada de cemento Pórtland
Límite de la deformación unitaria controlada por compresión
Límites al espaciamiento de ductos
Límites al espaciamiento de tendones de preefuerzo
Límites al espaciamiento del refuerzo
Límites al refuerzo en elementos a compresión
Límites al refuerzo en elementos a flexión
Límites al refuerzo en elementos de concreto preeforzado a flexión
Límites de espaciamiento
Límites de espaciamiento para barras en paquete
Límites del refuerzo en elementos en compresión
Límites del refuerzo en elementos preeforzados a flexión
Llana
Llana con cable
Llave biselada
Llave de cortante
Longitud de desarrollo
Longitud de desarrollo para una barra con gancho estándar
Longitud de estirado
Longitud de medición
Longitud de transferencia
Longitud del vano
Longitud efectiva de los elementos a compresión
Longitud embebida
Longitud no apoyada
Losa
Losa alveolar
Losa con afinado compuesto colocado en sitio
Losa construida en dos capas
Losa de cimentación
Losa de podio
Losa en dos direcciones
Losa nervada

ENGLISH GLOSSARY

Specialty insert
Inspection
Inspector
Installation of anchors
Post-Tensioning Institute (PTI)
Manufacturer's Printed Installation Instructions (MPII)
Structural integrity
Structural integrity in precast concrete
Interaction of tensile and shear forces
Bonded tendon

Joint
Construction joint
Contraction joint
Sawed contraction joint
Isolation joint
Cold joint
Bonded joints
Joints in structural plain concrete

Testing agency
Laitance
Bonding grout
Portland-cement grout
Compression-controlled strain limit
Duct spacing limits
Prestressing tendon spacing limits
Reinforcement spacing limits
Limits for reinforcement in compression members
Limits for reinforcement in flexural members
Limits for reinforcement in prestressed concrete flexural members

Spacing limits
Spacing limits for bundled bars
Reinforcement limits in compression members
Reinforcement limits in prestressed flexural members
Float
Bull-float
Keyway
Shear key
Development length
Development length for a bar with a standard hook
Stretch length
Gage length
Transfer length
Span length
Effective length of compression members
Embedment length
Effective length, Unsupported length
Slab
Hollow-core slab
Cast-in-place composite-topping slab
Two-course slab
Mat
Podium slab
Two-way slab
Ribbed slab

GLOSARIO EN ESPAÑOL**ENGLISH GLOSSARY**

Losa plana	Flat slab
Losa sobre el terreno	Slab-on-ground
Losas de cimentación combinadas	Combined mats
Losas de concreto	Concrete slabs
Losas en dos direcciones	Two-way slabs
Losas plegadas	Folded plates
Lugar de colocación	Place of deposit
Luz	Span length
Luz, Longitud del vano, Claro	Span length

-M-

Machón de muro	Wall pier
Madera laminada o contrachapada	Plywood
Magnificación de los momentos para tener en cuenta los efectos de esbeltez	Moment magnification to account for slenderness effects in compression members, Compression member moment magnification to account for slenderness effects
Magnificación de momentos	Moment magnification
Magnificador de momentos	Moment magnifier
Malla electrosoldada (Término obsoleto — la ASTM lo cambió recientemente a Refuerzo electrosoldado de alambre)	Welded wire fabric (Obsolete term — ASTM recently changed it to Welded wire reinforcement)
Manejo	Handling
Manómetro	Gage
Materiales	Materials
Materiales cementantes	Cementitious materials
Medición de la fuerza de preesfuerzo	Measurement of prestressing force
Ménsula	Corbel
Método alternativo de diseño	Alternate design method
Masilla para juntas de expansión	Expansion joint filler
Material de encofrado que entra en contacto con el concreto	Formwork facing material
Materiales de encofrado en contacto con el concreto	Form-facing materials
Materiales de membranas impermeables	Waterproof sheet materials
Materiales para juntas de expansión	Expansion joint materials
Materiales para reparación	Repair materials
Materiales patentados de reparación	Proprietary patching materials
Memorias de cálculos	Calculations
Método de diseño directo en lasos	Slab direct design method
Método de anclaje	Pull-on method
Método de velocidad de pulsos	Pulse velocity method
Método del corrimiento	Offset method
Método del diseño directo para losas en dos direcciones	Two-way slab direct design method
Método del pórtico equivalente	Equivalent frame method
Método del pórtico equivalente para diseño de losas en dos direcciones	Two-way slab equivalent frame method
Métodos de análisis	Analysis methods
Métodos de diseño	Design methods
Mezcla	Mix
Mezclado	Mixing
Mezclado del concreto	Concrete mixing, Mixing concrete
Mezclado y colocación,	Mixing and placing
Miembro	Element
Mínimo espesor de la zapata	Minimum depth in footings
Modelos puntal-tensor	Strut-and-tie models
Módulo de elasticidad	Modulus of elasticity
Momento	Moment
Momento positivo	Positive moment
Momentos de diseño	Design moment
Momentos magnificados	Magnified moments
Momentos negativos	Negative moments
Montante	Stud



GLOSARIO EN ESPAÑOL

Mortero de inyección
 Mortero de inyección para tendones adheridos
 Mortero de limpieza
 Mortero de reparación de cemento Pórtland preparado en obra
 Muestra, muestrear
 Muestra de referencia de diseño
 Muestreo
 Muro
 Muro de carga de concreto prefabricado
 Muro de cortante, muro de corte
 Muro estructural
 Muro de carga
 Muro de carga de aporticamiento ligero
 Muro empleado como viga de cimentación
 Muro esbelto
 Muro estructural especial de concreto reforzado
 Muro estructural especial prefabricado
 Muro estructural intermedio prefabricado
 Muro estructural ordinario de concreto reforzado
 Muro estructural ordinario de concreto simple
 Muros estructurales y vigas de acople
 Muros levantados (tilt-up)

-N-

Norma
 Normas de referencia
 Notación
 NRMCA (Asociación nacional de concreto premezclado)
 Núcleo de concreto confinado en acero estructural
 Núcleos de acero
 Núcleos de acero para columnas
 Nudo
 Nudos en pórticos especiales resistentes a momento

-O-

Obra

-P-

Palustre
 Panel
 Paquetes de barras
 Parrilla de barras
 Parrillas de barras de refuerzo
 Parrillas de refuerzo
 Pedestal
 Percentil
 Pérdidas de preesfuerzo
 Perfil
 Permitido
 Perno con cabeza
 Perno con cabeza para refuerzo de cortante
 Pie derecho
 Pilar, Machón, Pilastra
 Pilote
 Pilote excavado
 Pisos
 Placa base de acero
 Placa plana
 Planos

ENGLISH GLOSSARY

Grout, grouting
 Grout for bonded tendons
 Mud mat
 Site-mixed Portland-cement repair mortar
 Sample
 Design reference sample
 Sampling
 Wall
 Precast concrete bearing wall
 Shearwall
 Structural wall
 Bearing wall
 Stud bearing wall
 Grade wall
 Slender wall
 Special reinforced concrete structural wall
 Special precast structural wall
 Intermediate precast structural wall
 Ordinary reinforced concrete structural wall
 Ordinary structural plain concrete structural wall
 Structural walls and coupling beams
 Tilt-up walls

Standard (document)

Reference standards

Notation

NRMCA (National Ready Mixed Concrete Association)

Concrete encased structural steel core, Structural steel core

Steel cores

Column steel cores

Joint , Node

Joints of special moment frames

Work

Trowel
 Panel
 Bundled bars
 Bar mat
 Reinforcing bar mats
 Reinforcement mats
 Pedestal
 Fractile
 Loss of prestress, prestress loss
 Contour
 Permitted
 Headed stud
 Headed shear stud reinforcement
 Stud
 Pier
 Pile
 Drilled pier
 Floors
 Steel base plate
 Flat plate
 Drawings

GLOSARIO EN ESPAÑOL**ENGLISH GLOSSARY**

Planos de taller	Shop drawings
Planos de encofrado y cimbrado	Formwork drawings
Planos del proyecto	Project drawings
Planos y especificaciones	Drawings and specifications
Pórtico	Frame
Pórtico arriostrado	Nonsway frame
Pórtico con desplazamiento lateral	Sway frame
Pórtico de concreto preeforzado	Prestressed concrete frame
Pórtico especial resistente a momentos	Special moment frame
Pórtico intermedio resistente a momentos	Intermediate moment frame
Pórtico losa-columna	Slab-column frame
Pórtico no arriostrado	Sway frame, Unbraced frame
Pórtico ordinario resistente a momentos	Ordinary moment frame
Pórtico resistente a momentos	Moment frame
Pórtico viga-columna	Beam-column frame
Pórticos y construcción continua	Frames and continuous construction
Postensado	Post-tensioning
Postensado externo	External post-tensioning
Preeforzado	Prestressed
Preeforzado efectivo	Effective prestress
Prefabricado	Precast
Preparación del equipo y lugar de colocación	Preparation of equipment and place of deposit
Presión hidrostática lateral	Lateral liquid pressure
Pretensado	Pretensioning
Principios generales	General principles
Probetas curadas en laboratorio	Laboratory-cured specimens
Probetas curadas en obra	Field-cured specimens
Probetas para resistencia fabricadas y curadas de forma normalizada	Standard molded and cured strength specimens
Procedimiento de carga en pruebas de carga	Load tests loading criteria
Profesional facultado para diseñar	Licensed design professional, Architect/Engineer (Engineer or Architect, Engineer/Architect)
Profesional de diseño registrado	Architect/Engineer (Engineer or Architect, Engineer/Architect)
Profundidad efectiva de embebido	Effective embedment depth
Programa de aseguramiento de calidad	Quality control program
Programa de computación	Computer program
Propietario	Owner
Protección contra la corrosión	Corrosion protection
Protección contra la corrosión de tendones no adheridos de preefuerzo	Corrosion protection for unbonded prestressing tendons
Protección contra la corrosión del refuerzo	Corrosion protection of reinforcement
Protección de los tendones de preefuerzo	Prestressing tendon protection
Protección de tendones no adheridos de preeforzado	Protection of unbonded prestressing tendons
Protección del refuerzo	Protection of reinforcement
Proyecto de construcción	Construction project
Prueba de carga	Load test
Prueba de carga para evaluación de la resistencia	Strength evaluation load tests
PTI (Instituto del Postensado)	PTI (Post-Tensioning Institute)
Puntal	Shore, Strut, Strut (In Strut & Tie)
Puntal en forma de botella	Bottle-shaped strut
Puntal y Tensor	Strut and Tie
Puntales	Shores
Puntales de reapuntalamiento	Reshores
Puzolanas	Pozzolans

-Q-

Químicos descongelantes

Deicing chemicals

-R-

GLOSARIO EN ESPAÑOL

Radio de giro de la sección
 Reapuntalamiento, recimbrado
 Recubrimiento
 Recubrimiento de concreto
 Recubrimiento especificado de concreto
 Redactor de las especificaciones
 Redistribución de momentos
 Redistribución de momentos negativos
 Refuerzo, Armadura
 Refuerzo adherido
 Refuerzo con recubrimiento de zinc (galvanizado)
 Refuerzo con recubrimiento epóxico
 Refuerzo corrugado
 Refuerzo de acero
 Refuerzo de acero estructural
 Refuerzo electrosoldado de alambre
 Refuerzo de acero inoxidable
 Refuerzo de la losa
 Refuerzo de preesforzado de acero liberado de esfuerzos
 Refuerzo de preesforzado de baja relajación
 Refuerzo de retracción
 Refuerzo de retracción y temperatura
 Refuerzo de temperatura
 Refuerzo de tubería de acero
 Refuerzo de tubo
 Refuerzo del alma
 Refuerzo electrosoldado de alambre
 Refuerzo electrosoldado de alambre corrugado
 Refuerzo electrosoldado de alambre liso
 Refuerzo en cascarones
 Refuerzo en espiral
 Refuerzo en espiral en núcleos de acero estructural
 Refuerzo en losas en dos direcciones
 Refuerzo liso
 Refuerzo mínimo
 Refuerzo mínimo a cortante
 Refuerzo mínimo adherido
 Refuerzo mínimo en elementos a flexión
 Refuerzo negativo
 Refuerzo para flexión
 Refuerzo para integridad estructural
 Refuerzo para momento negativo
 Refuerzo para momento positivo
 Refuerzo positivo
 Refuerzo recubierto
 Refuerzo superficial
 Refuerzo suplementario
 Refuerzo transversal
 Refuerzo transversal en elementos a compresión
 Refuerzo transversal en elementos a flexión
 Región confinada
 Región de articulación plástica, Región de rótula plástica
 Región-B
 Región-D
 Regla de afinado
 Reglamento
 Reglamentos de construcción

ENGLISH GLOSSARY

Radius of gyration of section
 Reshoring
 Cover
 Concrete cover
 Specified concrete cover
 Specifier
 Moment redistribution
 Negative moment redistribution
 Reinforcement
 Bonded reinforcement
 Zinc-coated (galvanized) reinforcement
 Epoxy-coated reinforcement
 Deformed reinforcement
 Steel reinforcement
 Structural steel reinforcement
 Welded wire reinforcement
 Stainless steel reinforcement
 Slab reinforcement
 Stress relieved prestressing steel
 Low relaxation prestress reinforcement
 Shrinkage reinforcement
 Shrinkage and temperature reinforcement
 Temperature reinforcement
 Steel pipe reinforcement
 Tubing reinforcement
 Web reinforcement
 Welded wire reinforcement
 Welded deformed wire reinforcement, deformed welded wire reinforcement
 Welded plain wire reinforcement, plain welded wire reinforcement
 Reinforcement in shells
 Spiral reinforcement
 Spiral reinforcement in structural steel cores
 Two-way slab reinforcement
 Plain reinforcement
 Minimum reinforcement
 Minimum shear reinforcement
 Minimum bonded reinforcement
 Minimum reinforcement in flexural members
 Negative reinforcement
 Flexural reinforcement
 Structural integrity reinforcement
 Negative moment reinforcement
 Positive moment reinforcement
 Positive reinforcement
 Coated reinforcement
 Skin reinforcement
 Supplemental reinforcement
 Lateral reinforcement, Transverse reinforcement
 Lateral reinforcement for compression members
 Lateral reinforcement for flexural members
 Confinement region
 Plastic hinge region
 B-region
 D-region
 Straight-edge
 Code, Building Code
 Building codes

GLOSARIO EN ESPAÑOL

Reglamentos modelo de construcción	Model codes
Relación agua-materiales cementantes (<i>a/mc</i>)	Water-cementitious materials ratio (<i>w/cm</i>)
Relación de aspecto	Aspect ratio
Remitido para consideración	Submitted
Reparación	Repair
Requisitos	Requirements, provisions
Requisitos de cortante en losas	Slab shear provisions
Requisitos de cortante para ménsulas	Shear provisions for corbels
Requisitos de diseño	Design requirements
Requisitos de durabilidad,	Durability requirements
Requisitos de integridad estructural	Structural integrity requirements
Requisitos de recubrimiento	Cover requirements
Requisitos de recubrimiento según la exposición	Exposure cover requirements
Requisitos especiales de exposición	Exposure special requirements
Requisitos especiales para cortante en elementos de gran altura a flexión	Special provisions for shear in deep flexural members
Requisitos especiales para diseño sísmico	Special provisions for seismic design
Requisitos especiales para muros	Special provisions for walls
Requisitos generales en diseño sísmico	General requirements in seismic design
Requisitos para clima cálido	Hot weather requirements
Requisitos para clima frío	Cold weather requirements
Requisitos para el refuerzo a cortante	Shear reinforcement requirements
Requisitos para el refuerzo a torsión	Torsion reinforcement requirements
Requisitos para estribos de refuerzo a cortante	Stirrup shear reinforcement requirements
Residuos de exudación	Laitance
Resistencia	Strength
Resistencia a cortante del concreto en elementos no preeforzados	Concrete shear strength in non prestressed members
Resistencia a cortante del concreto en elementos preeforzados	Concrete shear strength in prestressed members
Resistencia a la compresión	Compressive strength
Resistencia a la extracción por deslizamiento	Pullout strength
Resistencia a la fluencia	Yield strength
Resistencia a la flexión del concreto preeforzado	Flexural strength of prestressed concrete
Resistencia a la flexión	Flexural strength
Resistencia a la rotura	Breaking strength
Resistencia a la torsión	Torsional moment strength
Resistencia a la tracción	Tensile strength
Resistencia a la tracción del concreto	Concrete tensile strength
Resistencia a la tracción por hendimiento	Splitting tensile strength
Resistencia al aplastamiento	Bearing strength
Resistencia al arrancamiento del concreto	Concrete breakout strength
Resistencia al cortante	Shear strength, Strength in shear
Resistencia al cortante del concreto ligero	Shear strength of lightweight concrete
Resistencia al cortante en el diseño sísmico	Shear strength requirements in seismic design
Resistencia al cortante horizontal	Horizontal shear strength
Resistencia al cortante vertical en elementos compuestos a flexión	Vertical shear strength in composite flexural members
Resistencia al desprendimiento del concreto por cabecero del anclaje	Concrete pryout strength
Resistencia al desprendimiento lateral	Side-face blowout strength
Resistencia de diseño	Design strength
Resistencia de diseño del refuerzo	Reinforcement design strength
Resistencia de los anclajes	Strength of anchors
Resistencia de los materiales en construcción de cascarones	Strength of materials in shell construction
Resistencia del concreto	Concrete strength
Resistencia especificada a la compresión del concreto	Specified compressive strength of concrete
Resistencia nominal	Nominal strength
Resistencia por hendimiento del concreto ligero	Lightweight concrete splitting tensile strength
Resistencia requerida	Required strength
Resistencia requerida para asentamientos	Required strength for settlement
Resistencia requerida para retracción de fraguado	Required strength for shrinkage

ENGLISH GLOSSARY

Model codes	Model codes
Water-cementitious materials ratio (<i>w/cm</i>)	Water-cementitious materials ratio (<i>w/cm</i>)
Aspect ratio	Aspect ratio
Submitted	Submitted
Repair	Repair
Requirements, provisions	Requirements, provisions
Slab shear provisions	Slab shear provisions
Shear provisions for corbels	Shear provisions for corbels
Design requirements	Design requirements
Durability requirements	Durability requirements
Structural integrity requirements	Structural integrity requirements
Cover requirements	Cover requirements
Exposure cover requirements	Exposure cover requirements
Exposure special requirements	Exposure special requirements
Special provisions for shear in deep flexural members	Special provisions for shear in deep flexural members
Special provisions for seismic design	Special provisions for seismic design
Special provisions for walls	Special provisions for walls
General requirements in seismic design	General requirements in seismic design
Hot weather requirements	Hot weather requirements
Cold weather requirements	Cold weather requirements
Shear reinforcement requirements	Shear reinforcement requirements
Torsion reinforcement requirements	Torsion reinforcement requirements
Stirrup shear reinforcement requirements	Stirrup shear reinforcement requirements
Laitance	Laitance
Strength	Strength
Concrete shear strength in non prestressed members	Concrete shear strength in non prestressed members
Concrete shear strength in prestressed members	Concrete shear strength in prestressed members
Compressive strength	Compressive strength
Pullout strength	Pullout strength
Yield strength	Yield strength
Flexural strength of prestressed concrete	Flexural strength of prestressed concrete
Flexural strength	Flexural strength
Breaking strength	Breaking strength
Torsional moment strength	Torsional moment strength
Tensile strength	Tensile strength
Concrete tensile strength	Concrete tensile strength
Splitting tensile strength	Splitting tensile strength
Bearing strength	Bearing strength
Concrete breakout strength	Concrete breakout strength
Shear strength, Strength in shear	Shear strength, Strength in shear
Shear strength of lightweight concrete	Shear strength of lightweight concrete
Shear strength requirements in seismic design	Shear strength requirements in seismic design
Horizontal shear strength	Horizontal shear strength
Vertical shear strength in composite flexural members	Vertical shear strength in composite flexural members
Concrete pryout strength	Concrete pryout strength
Side-face blowout strength	Side-face blowout strength
Design strength	Design strength
Reinforcement design strength	Reinforcement design strength
Strength of anchors	Strength of anchors
Strength of materials in shell construction	Strength of materials in shell construction
Concrete strength	Concrete strength
Specified compressive strength of concrete	Specified compressive strength of concrete
Nominal strength	Nominal strength
Lightweight concrete splitting tensile strength	Lightweight concrete splitting tensile strength
Required strength	Required strength
Required strength for settlement	Required strength for settlement
Required strength for shrinkage	Required strength for shrinkage

GLOSARIO EN ESPAÑOL

Resistencia última
 Resistencia y funcionamiento
 Respuesta no lineal
 Retardante superficial o para la superficie
 Retiro de los puntales
 Retracción de fraguado
 Revestimiento
 Revestimiento interno del encofrado
 Riesgo sísmico
 Rigidez

ENGLISH GLOSSARY

Ultimate strength
 Strength and serviceability
 Nonlinear response
 Surface retarder
 Shore removal
 Shrinkage
 Sheathing
 Form liner
 Seismic risk
 Stiffness

-S-

Sangrado, exudación
 Sección bruta
 Sección controlada por compresión
 Sección controlada por tracción
 Sección, Corte
 Secuencia de tensionamiento
 Segmento vertical de muro
 Seguridad en la evaluación de la resistencia
 Sello
 Servicio pesado
 Sismo resistente
 Sistema resistente ante fuerzas laterales
 Sistemas de losa
 Sistemas de losas de concreto preestablecido
 Sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas
 Sistemas especiales de diseño o de construcción
 Sobrecarga
 Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE)
 Sociedad Americana de Soldadura (AWS)
 Sociedad Americana para Ensayos y Materiales (ASTM)
 Soldadura de ensamblaje del refuerzo
 Soldadura del refuerzo
 Solicitaciones de cortante
 Sub base
 Suministrado por el fabricante
 Superficies construidas con encofrado
 Superficies construidas sin encofrado
 Supervisión, Inspección
 Supervisor, Inspector
 Suposiciones de diseño

Bleeding
 Gross section
 Compression-controlled section
 Tension-controlled section
 Section
 Stressing sequence
 Vertical wall segment
 Strength evaluation safety
 Gasket
 Heavy duty service
 Earthquake resistant
 Lateral-force resisting system
 Slab systems
 Prestressed concrete slab systems
 Seismic-force-resisting system
 Special systems of design or construction
 Superimposed load
 American Society of Civil Engineers (ASCE)
 American Welding Society (AWS)
 American Society for Testing and Materials (ASTM)
 Placing welding of reinforcement
 Welding of reinforcement
 Shear loading
 Subgrade
 Provided by the manufacturer
 Formed surface
 Unformed surfaces
 Inspection
 Inspector
 Design assumptions

-T-

Tablero permanente de acero
 Tableros aglomerados para encofrados de concreto
 Taladro de núcleos
 Taladro para rocas
 Taladro rotatorio de impacto
 Tamaño máximo nominal del agregado
 Tandas
 Técnico ACI en afinados de acuerdo con lo establecido en ACI CP 10
 Técnico ACI Grado 1 en Ensayos de Concreto en Obra
 Técnico/experto ACI en afinado de concreto
 Tenacidad
 Tendón
 Tendón de preefuerzo
 Tendón de preefuerzo adherido

Steel-deck
 Tempered concrete-form-grade hardboard
 Core drill
 Rock drill
 Rotary impact drill
 Aggregate nominal maximum size
 Batches
 ACI Flatwork Technician as defined in ACI CP 10
 ACI Concrete Field Testing Technician Grade 1
 ACI Flatwork Concrete Finisher/Technician
 Toughness
 Tendon
 Prestressing tendon
 Bonded tendon

GLOSARIO EN ESPAÑOL

Tendón de preefuerzo no adherido	Unbonded tendon
Tendón no adherido	Unbonded tendon
Tendones de postensado	Post-tensioned tendons
Tendones de preefuerzado	Prestressed tendons
Tendones de un torón	Monostrand tendons
Tendones de varios torones	Multi-strand tendons
Tensionado de los tendones	Tensioning of tendons
Tensor	Tie (In Strut & Tie)
Tensor	Hangers (in formwork)
Terrazo	Terrazzo
Testerios, lados de la formaleta	Sides of forms, edge form
Tiempo de vertido	Efflux time
Tolerancias	Tolerances
Tolerancias para colocación del refuerzo	Tolerances for placing reinforcement
Tolva	Hopper
Tornillo con cabeza	Headed bolt
Tornillo con gancho	Hooked bolt
Torón	Strand (7-wire)
Torón de preefuerzado	Prestressing strand
Torsión	Torsion
Torsión en concreto preefuerzado	Torsion in prestressed concrete
Trabazón	Interlock
Tracción	Tension
Transferencia	Transfer
Transferencia de momentos	Moment transfer
Transmisión de cargas de columnas a través del sistema de piso	Transmission through floor system of column loads
Transportador	Conveyor
Transporte del concreto	Concrete conveying, Conveying concrete
Transversal	Transverse
Tubería	Tubing
Tubería de acero	Steel pipe
Tubería estructural	Pipes (tubing)
Tuberías embebidas	Embedded pipes
Tubo	Pipe
Tubos y conductos de aluminio	Aluminum conduits or pipes

ENGLISH GLOSSARY

Vano	Span
Velocidad de colocación	Placing rate
Viga	Beam
Viga cajón	Box girder
Viga de cimentación	Grade beam
Viga dintel	Spandrel beam
Viga muro sobre el terreno	Beam grade-walls
Viga maestra, viga principal	Girder
Vigas aisladas	Isolated beams
Vigas muros sobre el terreno	Wall grade-beams
Vigas T	T-beams
Vigueta	Joist

-V-

Zapata	Footing
Zapatillas combinadas	Combined footings
Zapatillas escalonadas	Stepped footings
Zapatillas inclinadas o escalonadas	Sloped or stepped footings
Zona nodal	Nodal zone
Zona de tracción precomprimida	Precompressed tensile zone
Zonas de anclaje	Anchorage zones
Zonas de anclaje de tendones	Tendon anchorage zones

-Z-

GLOSARIO EN ESPAÑOL

Zonas de anclaje de tendones de postensado
Zonas de anclaje de tendones de preefuerzo
Zonas de anclaje para tendones de preefuerzo

ENGLISH GLOSSARY

Post-tensioned tendon anchorage zones
Prestressing tendon anchorage zones
Prestressed concrete tendon anchorage zones

-Y-

Yute

Burlap



ÍNDICE

- Acero estructural, tubos y tuberías**, 20.4
- Aditivos**, 26.4.1.4
- Agregados**, 26.4.1.2
- Agua**, 26.4.1.3
- Análisis con elementos finitos**, 6.9
- Análisis de primer orden**, 6.6
 - método de magnificación de momentos, 6.6.4
 - propiedades de las secciones, 6.6.3
 - redistribución de momentos en miembros a flexión, 6.6.5
- Análisis elástico de segundo orden**, 6.7
 - propiedades de las secciones, 6.7.2
- Análisis estructural**, 4.5, Capítulo 6
- Análisis inelástico de segundo orden**, 6.8
- Análisis para cargas de servicio**, 6.6.3.2
- Anclaje**, Capítulo 17
 - carga a cortante, 17.5
 - carga de tracción permanente, 17.3.1.2
 - carga de tracción, 17.4
 - desprendimiento del concreto por cabecero del anclaje, 17.5.3
 - desprendimiento lateral del concreto, 17.4.4
 - diseño sísmico, 17.2.3
 - distancia al borde, espaciamiento y espesor, 17.7
 - documentos de construcción, 26.7
 - elemento dúctil de acero, 17.3.3
 - elemento frágil de acero, 17.3.3
 - extracción por deslizamiento del anclaje, 17.4.3
 - factores de reducción, 17.3.3
 - instalación e inspección, 17.8
 - interacción tracción-cortante, 17.6
 - longitud de estirado, 17.2.3.4.3
 - resistencia a la adherencia del adhesivo, 17.4.5
 - resistencia al arrancamiento en cortante, 17.5.2
 - resistencia al arrancamiento en tracción, 17.4.2
 - resistencia del anclaje, 17.4.1, 17.5.1
- Anclajes de postensado**, 25.8
- Aplastamiento**
 - concreto simple, 14.5.6
 - concreto reforzado, 22.8
- Autoridad Competente**, 1.6, 1.8.2, 1.10.1
- Barras desalineadas por cambio de sección**, 10.7.6.4
- Cabezas de cortante**, 22.6.9
- Cabezales de pilotes**, 13.4.2, 18.13.2
- Cajones de cimentación**, 1.4.6, 13.4.3, 18.13.4
- Cargas**
 - cambios volumétricos y asentamientos diferenciales, 5.3.6
 - carga de fluidos, 5.3.7
 - carga de hielo, 5.3.10
 - carga viva, 5.3.3, 5.3.4
 - cargas de viento, 5.3.5
 - diseño de las zonas de anclaje de postensado, 5.3.12
 - empuje lateral del suelo, 5.3.8
 - factores y combinaciones de carga, 5.3
 - inundación, 5.3.9
- Cargas de diseño**, 4.3, Capítulo 5
- Cartelas y ménsulas**, 16.5
- Cáscaras**, 1.4.3
- Categorías de diseño sísmico**, 4.4.6.1, 18.2.1.1
- Categorías y clases de exposición**, 19.3.1
- Cerchas**, 18.12.11
- Cimbra y encofrado**, 26.11
- Cimentaciones**, Capítulo 13, 14.4.3, 18.13
- Cimentaciones profundas**, 13.4
- Cimentaciones superficiales**, 13.3
- Cimentaciones superficiales en una dirección**, 13.3.2
- Clima cálido**, 26.5.5
- Clima frío**, 26.5.4
- Colectores**, 12.5.4, 18.12.3
- Colocación**, 26.6.2
- Columnas**, Capítulo 10
 - columnas compuestas, 4.12.4, 10.2.2
 - método de diseño directo, 8.10.7
 - método del pórtico equivalente, 8.11.4
 - pórticos especiales resistentes a momento, 18.7
 - pórticos intermedios resistentes a momento, 18.4.3
 - pórticos ordinarios resistentes a momento, 18.3.3
 - que no forman parte del sistema de resistencia sísmica, 18.14.3, 18.14.4
- Columnas compuestas**, 10.2.2
- Concreto**
 - característica, 26.4.4
 - colocación y consolidación, 26.5.2
 - dosificación, 26.4.3
 - materiales, 26.4.1
 - módulo de elasticidad, 19.2.2
 - módulo de ruptura, 19.2.3
 - producción, 26.5.1
 - propiedades de diseño, 19.2
 - recubrimiento, 20.6.1
 - requisitos de durabilidad, 19.3
 - requisitos de la mezcla, 19.3.2, 26.4.2
- Concreto liviano**, 19.2.4
- Concreto preesforzado**
 - clasificación de los miembros, 24.5.2
 - documentos de construcción, 26.10
 - esfuerzos admisibles, 24.5
- Concreto prefabricado**
 - concreto simple, 14.2.3
 - conexiones, 16.2.4
 - documentos de construcción, 26.9
 - integridad estructural, 16.2.5
- Concreto simple**, Capítulo 14
- Conectores para postensado**, 25.8
- Conexiones**, Capítulo 16
 - cimentaciones, 16.3
 - miembros prefabricados, 16.2
- Conexiones losa-columna**, Capítulo 15, 18.14.5
- Congelamiento y deshielo**, 19.3
- Construcción**, 4.13, 26.5.7
- Construcción de losas izadas**, 8.9
- Cortante en dos direcciones**, 22.6
- Cortante en una dirección**, 22.5
- Criterios de aceptación**
 - pruebas de carga, 27.4.5
 - especímenes curados de forma estándar, 26.12.3
 - concreto reforzado con fibras de acero, 26.12.5
- Curado**, 26.5.3
- Definiciones**, 2.1
- Deflexiones**, 24.2
- Deflexiones dependientes del tiempo**, 24.2.4
- Deflexiones inmediatas**, 24.2.3
- Diafragmas**, 4.4.7, Capítulo 12
 - afinado compuesto, 18.12.4
 - afinado no compuesto, 18.12.5

- colectores, 12.5.4
- refuerzo de retracción y temperatura, 12.6
- Diámetros de doblado**, 25.3
- Disposición de la carga viva**, 6.4
- Doblado de las barras**, 26.6.3
- Documentos de construcción**, 1.8, Capítulo 26
- Durabilidad**, 4.8, 19.3, 20.6
- Efectos de esbeltez**, 6.2.5
- Elementos de borde**, 12.5
- Embebidos**, 20.7, 26.8
- Empalmes**, 25.5
- Empalmes a tope**, 25.5.6
- Empalmes mecánicos**, 18.2.7, 25.5.7
- Empalmes por traslapo**
 - barras y alambres corrugados en tracción, 25.5.2
 - barras corrugadas en compresión, 25.5.5
 - refuerzo electrosoldado de alambre corrugado en tracción, 25.5.3
 - refuerzo electrosoldado de alambre liso en tracción, 25.5.4
- Empalmes soldados**, 18.2.8, 25.5.7
- Equilibrio y compatibilidad de deformaciones**, 22.2.1
- Espiraless**, 25.7.3
- Estríbos**, 25.7.1
- Estríbos cerrados de confinamiento**, 25.7.4
- Estructuras existentes**, 4.14, Capítulo 27
 - criterio de aceptación, 27.4.5
 - evaluación analítica de la resistencia, 27.3
 - evaluación de la resistencia por pruebas de carga, 27.4
 - factores de reducción de resistencia, 27.3.2
- Estructuras sismo resistentes**, Capítulo 18
- Evaluación de la resistencia**, 27.3
- Factores de reducción de resistencia**, Capítulo 21
- Fisuración por torsión**, 22.7.5
- Fricción-cortante**, 22.9
- Funcionamiento**, 4.7, Capítulo 24
- Ganchos estándar**, 25.3
- Ganchos sísmicos**, 25.3
- Ganchos suplementarios**, 18.6.4.3, 18.7.5.2, 18.10.7.4, 25.3
- Inspección**, 1.9, 4.13, 17.8, 26.13
- Integridad estructural**, 4.10
- Investigación de resultados bajos de resistencia**, 26.12.4
- Juntas de construcción**, 14.3.4, 18.10.9, 26.5.6
- Jurisdicción**, 1.2.2, 1.2.6, 1.5.7, 1.6.2, 1.8.1
- Longitud de desarrollo**, 25.4
 - barras corrugadas ancladas mecánicamente, 25.4.5
 - barras corrugadas con cabeza, 25.4.4
 - barras y alambre corrugados en compresión, 25.4.9
 - barras y alambre corrugados en tracción, 25.4.2
 - factor de reducción por exceso de refuerzo, 25.4.10
 - ganchos estándar, 25.4.3
 - refuerzo de alambre corrugado electrosoldado, 25.4.6
 - refuerzo de alambre liso electrosoldado, 25.4.7
 - torón de siete alambres pretensado, 25.4.8
- Losas de cimentación**, 13.3.4, 18.13.2
- Losas en una dirección**, Capítulo 7
 - método simplificado de análisis, 6.5
- Losas en dos direcciones**, 6.2.4.1, 6.4.3, Capítulo 8, 18.4.5
 - aberturas, 8.5.4
- Losas sobre el terreno**, 1.4.7, 13.2.4, 18.13.3
- Machones de muro**, 18.5.2.3, 18.10.8, 18.14.6
- Materiales cementantes**, 26.4.1.1
- Materiales de construcción alternativos**, 1.10
- Materiales del refuerzo**, Capítulo 20, 26.6
- Método de diseño directo**, 8.10
- Método del pórtico equivalente**, 8.11
- Método de magnificación de momentos**, 6.6.4
- Miembros compuestos a flexión**
 - cortante horizontal, 16.4
 - cortante vertical, 22.5.4
 - flexión, 22.3.3
 - generalidades, 4.12.3
- Miembros que no forman parte del sistema de resistencia sísmica**, 18.14
- Módulo de elasticidad**
 - concreto, 19.2.2
 - acero y alambres no preesforzados, 20.2.2.2
 - acero preesforzado, 20.3.2.1
- Módulo de ruptura**, 19.2.3
- Muros**, Capítulo 11
 - concreto simple, 14.3.1, 14.4.2
 - distribución de la carga, 11.2.3
 - elementos de borde en muros estructurales especiales, 18.10.6
 - espesor mínimo, 11.3.1
 - juntas de construcción, 18.10.9
 - longitud efectiva, 11.5.3.2
 - machones, 18.10.8
 - método alternativo de diseño, 11.8
 - método de diseño directo, 8.10.7
 - método simplificado de diseño, 11.5.3
 - muros estructurales especiales prefabricados, 18.11
 - refuerzo alrededor de aberturas, 11.7.5
- Muros esbeltos**, 11.8
- Muros estructurales especiales**
 - construidos en sitio, 18.10
 - prefabricados, 18.11
- Muros estructurales intermedios**
 - prefabricados, 18.5
- Normas**, Capítulo 3
- Notación**, 2.2
- Nudos viga-columna**, Capítulo 15
 - que no forman parte del sistema de resistencia sísmica, 18.14.3
 - pórticos ordinarios resistentes a momento, 18.4.4
 - pórticos especiales resistentes a momento, 18.8
- Pedestales**, 14.3.3
- Pernos con cabeza para cortante**, 8.7.7, 20.5
- Pilas**, 18.13.4
- Pilotes**, 18.13.4
- Pilotes excavados**, 1.4.6, 13.4.3, 18.13.4
- Placas plegadas**, 1.4.3
- Pórticos especiales resistentes a momentos**
 - construidos en sitio, 18.6, 18.7, 18.8
 - prefabricados, 18.9
- Pórticos intermedios resistentes a momentos**
 - construidos en sitio, 18.4
 - prefabricados, 18.2
- Pórticos ordinarios resistentes a momentos**, 18.3
- Profesional facultado para diseñar**, 1.7
- Propiedades de estabilidad**, 6.6.4.4
- Protección contra la corrosión**
 - aditamentos de postensado, 20.7.5
 - postensado externo, 20.6.6

- refuerzo preeforzado no adherido, 20.6.3
- tendones inyectados, 20.7.4
- Pruebas de carga**, 27.4
- Puntal en forma de botella**, 23.4
- Puntal-tensor**
 - discontinuidad, 23.1.2
 - puntal en forma de botella, 23.4.3
 - puntas, 23.4
 - tensores, 23.7
 - zonas nodales, 23.9
- Radio de giro**, 6.2.5.1
- Recubrimiento de concreto especificado**, 20.6.1
- Refuerzo de acero inoxidable**, 20.2.1.3
- Refuerzo de colectores**, 12.7.3
- Refuerzo de fibras de acero**, 26.4.1.5
- Refuerzo de retracción y temperatura**, 24.4
 - diafragmas, 12.6
 - losas en dos direcciones, 8.8.1.7
 - losas en una dirección, 7.6.4, 7.6.5
- Refuerzo en paquete**, 25.6
- Refuerzo longitudinal desalineado doblado**, 10.7.4
- Refuerzo no preeforzado**
 - propiedades de diseño, 20.2.2
 - propiedades del material, 20.2.1
- Refuerzo preeforzado**, 20.3
 - esfuerzos admisibles en tracción, 20.3.2.5
 - pérdidas del preefuerzo, 20.3.2.6
 - propiedades de diseño, 20.3.2
 - propiedades del material, 20.3.1
- Refuerzo recubierto con epóxico**, 20.6.2
- Refuerzo recubierto con zinc**, 20.6.2
- Refuerzo transversal**, 25.7
- Registros del diseño**, 1.8
- Reglamento general de construcción**, 1.2.2, 1.2.5, 1.2.7, 1.4.1, 1.4.2, 1.9.2
- Resistencia**, 4.6
- Resistencia a flexión**, 22.3
- Resistencia a flexión y carga axial combinadas**, 22.4
- Resistencia al fuego**, 4.11
- Resistencia axial**, 22.4
- Resistencia especificada a la compresión**, 19.2.1
- Sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas**, 4.4.6
- Sistema de viguetas en dos direcciones**, 8.8
- Sistema de viguetas en una dirección**, 9.8
- Sistemas de concreto preeforzado**, 4.12.2
- Sistemas de concreto prefabricado**, 4.12.1
- Sistemas especiales de diseño**, 1.10
- Sistemas estructurales**, 4.4, 18.2
- Soldadura**, 26.6.4
- Sostenibilidad**, 4.9
- Suposiciones para la resistencia de las secciones**
 - concreto, 22.2.2
 - refuerzo no preeforzado, 22.2.3
 - refuerzo preeforzado, 22.2.4
 - resistencia a momento y carga axial, 22.2
- Tableros no compuestos de acero**, 1.4.4
- Tableros permanentes de acero compuestos**, 1.4.9
- Tanques**, 1.4.8
- Terminología**, 2.3
- Torsión**
 - vigas, 9.5.4
 - columnas, 10.5.4
- Transferencia de cortante horizontal**, 16.4
- Transferencia de fuerza axial a través del sistema de piso**, 15.3
- Trayectoria de cargas**, 4.4, 18.12.3
- Vigas**, Capítulo 9
 - integridad estructural, 9.7.7
 - método de diseño directo, 8.10.5.7
 - método simplificado de análisis, 6.5
 - pórticos especiales resistentes a momento, 18.6
 - pórticos intermedios resistentes a momento, 18.4.2
 - pórticos ordinarios resistentes a momento, 18.3.2
 - que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica, 18.14.3, 18.14.4
 - vigas de acople, 18.10.7
- Vigas altas**, 9.9
- Vigas de acople**, 18.10.7
- Vigas sobre el terreno**, 13.3.2, 18.13.3
- Vigas T**
 - construcción, 9.2.4
 - distribución del refuerzo, 24.3.4
 - geometría, 6.3.2
 - losas en una dirección, 7.5.2.3
 - sísmico, 18.7.2
- Zapata aislada en dos direcciones**, 13.3.3
- Zapata combinada en dos direcciones**, 13.3.4
- Zona de anclaje**, 25.9



American Concrete Institute
Always advancing

El American Concrete Institute ve un futuro en el cual todas las personas disponen de los conocimientos necesarios para utilizar el concreto efectivamente cumpliendo lo que requiere un mundo cambiante.

Fundado en 1904 y con su sede en Farmington Hills, Michigan, USA, el American Concrete Institute está siempre en la avanzada, desarrollando programas educativos, publicando documentos técnicos, administrando numerosos programas de certificación y realizando eventos de amplia cobertura. Con 99 capítulos, 65 capítulos estudiantiles y alrededor de 20,000 miembros en más de 120 países, el American Concrete Institute siempre a sido fiel a su misión primordial: desarrollar y diseminar conocimientos sobre el concreto y sus usos, producidos bajo procedimientos de consenso.

Bajo las condiciones de mercado actuales es imperativo tener conocimientos y destrezas que den una ventaja con respecto a los competidores. La membresía del ACI le da a los profesionales de la industria del concreto la oportunidad de ahorrar tiempo y recursos aumentando su productividad y competitividad al disponer de tecnologías de punta recientemente desarrolladas y acceso a investigaciones en la frontera del conocimiento actual. Infórmese y hágase miembro en <http://www.concrete.org>

Recursos del ACI 318-14

El ACI ofrece un amplio abanico de recursos para diseñar y construir de acuerdo con el ACI 318-14, “Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural”. Estos recursos incluyen:



Claves de transición del ACI 318-11 al ACI 318-14 y del ACI 318-14 al ACI 318-11



Seminarios sobre el ACI 318-14 los cuales presentan los detalles de la reorganización realizada y las actualizaciones técnicas, en su oficina o en un lugar cercano a Ud.



Seminarios en la red que presentan detalles de la reorganización y las actualizaciones técnicas en su computador personal.



Los nuevos manuales de diseño de concreto reforzado incluyendo explicaciones, análisis, ejemplos y ayudas de diseño para estructuras de concreto reforzado de acuerdo con el ACI 318-14.

Entérese más sobre estos recursos para la transición al ACI 318-14 en <http://www.concrete.org/aci318>
(*No todos estos recursos están disponibles en idioma español.*)



American Concrete Institute
Always advancing

38800 Country Club Drive
Farmington Hills, MI 48331 USA
+1.248.848.3700
www.concrete.org

El American Concrete Institute (ACI) es una institución líder mundial en el desarrollo y difusión de normas de consenso y recursos técnicos, programas educacionales y certificación de individuos y organizaciones dedicadas al diseño, construcción y materiales del concreto que comparten el compromiso de lograr el mejor uso del concreto.

A los individuos interesados en las actividades del ACI se les recomienda explorar el portal del ACI en la red para encontrar oportunidades de hacerse miembro, información sobre las actividades de los comités y una amplia variedad de recursos para el concreto. Siendo una organización dirigida por voluntarios, el ACI invita a asociarse a todos los profesionales del concreto que deseen ser parte de un grupo respetado que ofrece oportunidades de desarrollo profesional e interconexión con otros individuos con conocimientos afines.

