SI Sistema Internacional de Unidades

Una norma e informe del ACI

Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-19)

Comentario de Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318R-19)

Preparado por el Comité ACI 318

ACI 318-19

American Concrete Institute
Siempre avanzando

Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-19)
(Versión en español y en sistema métrico SI)

Es una Norma del ACI

Comentario de Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318R-19)

Es una Reporte del ACI

Preparado por el Comité ACI 318

Jack P. Moehle, Director

Gregory M. Zeisler, Secretario (sin voto)

MIEMBROS DEL COMITÉ CON VOTO

Neal S. Anderson
Roger J. Becker
John F. Bonacci
Dean A. Browning
JoAnn P. Browning
James R. Cagley
Ned M. Cleland
Charles W. Dolan
Catherine E. French
Robert J. Frosch
Luis E. García
Satyendra Ghosh
James R. Harris
Terence C. Holland
James O. Jirsa
Dominic J. Kelly
Gary J. Klein
Ronald Klemencic
William M. Klorman
Michael E. Kreger
Colin L. Lobo
Raymond Lui
Paul F. Mlakar
Michael C. Mota
Lawrence C. Novak
Carlos E. Ospina
Gustavo J. Parra-Montesinos
Randall W. Poston
Carin L. Roberts-Wollmann
Mario E. Rodríguez
David H. Sanders
Thomas C. Schaeffer
Stephen J. Seguirant
Andrew W. Taylor
John W. Wallace
James K. Wight
Sharon L. Wood
Loring A. Wyllie Jr.
Fernándo Yáñez

MIEMBROS DE SUBCOMITÉS

Theresa M. Ahlborn
F. Michael Bartlett
Asit N. Baxi
Abdeldjelil Belarbi
Allan P. Bommer
Sergio F. Brena
Jared E. Brewe
Nicholas J. Carino
Min Yuan Cheng
Ronald A. Cook
David Darwin
Curtis L. Decker
Jeffrey J. Dragovich
Jason L. Draper
Lisa R. Feldman
Damon R. Fick
David C. Fields
Anthony E. Fiorato
Rudolph P. Frizzi
Wassim M. Ghannoum
Harry A. Gleich
Zen Hoda
R. Brett Holland
R. Doug Hooton
Kenneth C. Hover
I-chi Huang
Matias Hube
Mary Beth D. Hueste
José M. Izquierdo-Encarnación
Maria G. Juenger
Keith E. Kesner
Insung Kim
Donald P. Kline
Jason J. Krohn
Daniel A. Kuchma
James M. LaFave
Andrés Lepage
Remy D. Lequesne
Ricardo R. López
Laura N. Lowes
Frank Stephen Malits
Leonardo M. Massone
Steven L. McCabe
Ian S. McFarlane
Robert R. McGlohn
Donald F. Meinheit
Fred Meyer
Daniel T. Mullins
Clay J. Naito
William H. Oliver
Viral B. Patel
Conrad Paulson
José A. Pincheira
Mehran Pourzanjani
Santiago Pujol
José I. Restrepo
Nicolas Rodrigues
Andrea J. Schokker
Bahram M. Shahrooz
John F. Silva
Lesley H. Sneed
John F. Stanton
Bruce A. Suprenant
Miroslav Vejvoda
W. Jason Weiss
Christopher D. White

MIEMBROS DE ENLACE

*Raúl D. Bertero
Mario Alberto Chiorino
*Juan Francisco Correal Daza
*Keneth J. Elwood
Luis B. Fargier-Gabaldon
*Werner A. F. Fuchs
*Patricio García
Raymond Ian Gilbert
Wael Mohammed Hassan
Ángel E. Herrera
*Augusto H. Holmberg
Héctor Monzon-Despang
Ernesto Ng
Guney Ozcebe
*Enrique Pasquel
*Guillermo Santana
Ahmed B. Shuraim
*Roberto Stark
Julio Timerman
Roman Wan-Wendner

*Miembros de enlace que sirven en varios subcomités

MIEMBROS CONSULTORES

David P. Gustafson
Neil M. Hawkins
Robert F. Mast
Basile G. Rabbat
David M. Rogowsky

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

Thomas C. Schaeffer, Director

Ramón L. Carrasquillo
Julián Carrillo
Juan Francisco Correal Daza
Patricio García
Luis E. García
Augusto H. Holmberg
José M. Izquierdo-Encarnación
José Dámazo Juárez
Carlos E. Ospina
Gustavo J. Parra-Montesinos
Enrique Pasquel
Mario E. Rodríguez
Guillermo Santana
George I. Taylor
Fernando V. Yáñez

El presente documento es una traducción al español del ACI 318-19. El ACI 318-19 fue adoptado como norma del American Concrete Institute el 3 de mayo de 2019 y publicado en junio de 2019 y reemplaza al ACI 318-14 de acuerdo con el reglamento de normalización del Instituto.

Copyright © 2019, American Concrete Institute.
Es propiedad © 2019, 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.

American Concrete Institute
Siempre avanzando

Primera impresión: junio de 2019
ISBN: 978-1-64195-060-2

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 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 por medio de subscripciones electrónicas, o copiado, y pueden obtenerse a través del ACI.

Los reglamentos, especificaciones y prácticas del ACI están disponibles en el "ACI Collection of Concrete Codes, Specifications and Practices". La subscripción en línea del "ACI Collection" se mantiene permanentemente actualizada e incluye versiones vigentes e históricas de los reglamentos y especificaciones del ACI (tanto en unidades de libra-pulgada y SI) además de títulos nuevos en la medida que son publicados. La "ACI Collection" está disponible también en una colección de ocho volúmenes impresos y en una memoria USB.

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.

www.concrete.org

PREFACIO DEL ACI 318-19

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. Este Reglamento se desarrolló por medio de un proceso de consenso aprobado por ANSI y cubre sistemas estructurales, miembros y conexiones, incluyendo concreto construido en obra, construcción prefabricada, concreto simple, construcción no preesforzada, construcción preesforzada 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.

En el 2014 el Reglamento fue sustancialmente reorganizado y reformateado, y este Reglamento continúa y expande la misma filosofía de organización. 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. Mejoras adicionales implementadas en este Reglamento para dar mayor claridad y facilitar su utilización incluye el uso de ilustraciones a color y el uso del color para ayudar al usuario a desplazarse dentro del Reglamento y así encontrar fácilmente la información que requiera. Se agradece especialmente a la sociedad Bentley Systems por haber permitido el uso de su programa de computador ProConcrete para producir muchas de las figuras que se encuentran en el Comentario.

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 318-14 contenidas en el ACI 318-19 están esbozadas en la edición del mes de junio de 2019 de *Concrete International* y están marcadas en el texto de este Reglamento con barras de cambio en los márgenes.

PALABRAS CLAVE

aceros de preesforzado, aceros de refuerzo, aditivos, agregados, agua, análisis de resistencia, análisis estructural, anclaje (estructural), cajones de cimentación, cargas (fuerzas), cementos, cimentaciones profundas, colocación, columnas (apoyos), concreto lanzado, concreto preesforzado, concreto prefabricado, concreto reforzado, concreto simple, concretos livianos, concretos, construcción compuesta (concreto con concreto), construcción en clima cálido, construcción en clima frío, continuidad (estructural), control de calidad, curado, deflexiones, diseño estructural, documentos de construcción, dosificación de la mezcla, empalmes, encofrado y cimbra (construcción), esfuerzos combinados, esfuerzos, estructuras sismo resistentes, funcionamiento, inspección, integridad estructural, juntas de construcción, juntas de contracción, juntas de expansión, luces (estructurales), módulo de elasticidad, momentos, muros estructurales, muros, nudos (uniones), pilotes, pisos, pórticos losa-columna, pórticos viga columna, pilas excavadas, pruebas de carga (estructurales), recubrimiento, refuerzo electrosoldado de alambre, resistencia a la compresión, resistencia a la flexión, resistencia al cortante, techos, torsión, vigas (apoyos), vigas de gran altura, vigas T, viguetas, zapatas.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

INTRODUCCIÓN

El ACI 318-19, "Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural", en adelante denominado el Reglamento, o el Reglamento de 2019, y el ACI 318R-19," Comentario", se presentan en un formato de dos columnas de texto adyacentes. 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. Los dos documentos se empastan en un solo volumen para conveniencia del usuario. Cada uno de los documentos está cubierto por una declaración de derechos de autor diferente y exigible independientemente.

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 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 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.

El Comentario discute algunas de las consideraciones del Comité 318 en la redacción de los requisitos contenidos en el Reglamento. 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, 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.

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 Comentario 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 ACI 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. El Comentario no puede ser citado ni puede hacerse referencia a él en los documentos de construcción. Si el profesional facultado para diseñar desea incluir dentro de los documentos de construcción alguna parte del Comentario, ésta debe redactarse en modo imperativo.

Es deseable que todos los participantes en un proyecto que deban realizar trabajos regulados por el Reglamento definan programas de ensayos y certificación del ACI o equivalente, cuando estén disponibles. Existen para este propósito los programas de certificación de personal del American Concrete Institute, del Post-Tensioning Institute y de la National Ready Mixed Concrete Association; y el programa de certificación voluntaria del Concrete Reinforcing Steel Institute para recubrimientos epóxicos adheridos por fusión. Además, la norma "Standard Specification for Agencies Engaged in the Testing and/or Inspection of Materials Used in Construction Inspection and/or Testing" (ASTM E329-18) especifica requisitos de desempeño para organizaciones que realicen supervisión y ensayos en las construcciones.

En la contraportada de este documento se enumeran y describen materiales de referencia de diseño que ilustran la aplicación del Reglamento.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

TABLA DE CONTENIDO

PARTE 1: GENERALIDADES

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, p. 15
2.3 — Terminología, p. 33

CAPÍTULO 3
NORMAS CITADAS
3.1 — Alcance, p. 51
3.2 — Normas referenciadas, p. 51

CAPÍTULO 4
REQUISITOS PARA SISTEMAS ESTRUCTURALES
4.1 — Alcance, p. 55
4.2 — Materiales, p. 55
4.3 — Cargas de diseño, p. 55
4.4 — Sistema estructural y trayectorias de carga, p. 56
4.5 — Análisis estructural, p. 58
4.6 — Resistencia, p. 59
4.7 — Funcionamiento, p. 60
4.8 — Durabilidad, p. 60
4.9 — Sostenibilidad, p. 60
4.10 — Integridad estructural, p. 60
4.11 — Resistencia al fuego, p. 61
4.12 — Requisitos para tipos específicos de construcción, p. 61
4.13 — Construcción e inspección, p. 63
4.14 — Evaluación de la resistencia de estructuras existentes, p. 63

PARTE 2: CARGAS Y ANÁLISIS

CAPÍTULO 5
CARGAS
5.1 — Alcance, p. 65
5.2 — Generalidades, p. 65
5.3 — Combinaciones y factores y de carga, p. 66

CAPÍTULO 6
ANÁLISIS ESTRUCTURAL
6.1 — Alcance, p. 71
6.2 — Generalidades, p. 71
6.3 — Suposiciones para definir el modelo, p. 76
6.4 — Disposición de la carga viva, p. 77
6.5 — Método de análisis simplificado para vigas continuas no preesforzadas y losas en una dirección, p. 78
6.6 — Análisis lineal elástico de primer orden, p. 79
6.7 — Análisis lineal elástico de segundo orden, p. 89
6.8 — Análisis inelástico, p. 90
6.9 — Aceptación de análisis utilizando elementos finitos, p. 91

PARTE 3: MIEMBROS

CAPÍTULO 7
LOSAS EN UNA DIRECCIÓN
7.1 — Alcance, p. 93
7.2 — Generalidades, p. 93
7.3 — Límites de diseño, p. 93
7.4 — Resistencia requerida, p. 95
7.5 — Resistencia de diseño, p. 95
7.6 — Límites del refuerzo, p. 96
7.7 — Detalles del refuerzo, p. 99

CAPÍTULO 8
LOSAS EN DOS DIRECCIONES
8.1 — Alcance, p. 103
8.2 — Generalidades, p. 103
8.3 — Límites de diseño, p. 104
8.4 — Resistencia requerida, p. 107
8.5 — Resistencia de diseño, p. 113
8.6 — Límites del refuerzo, p. 114
8.7 — Detallado del refuerzo, p. 118
8.8 — Sistema reticular de viguetas en dos direcciones no preesforzadas, p. 128
8.9 — Construcción de losas izadas, p. 129

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

CAPÍTULO 9
VIGAS
9.1 — Alcance, p. 131
9.2 — Generalidades, p. 131
9.3 — Límites de diseño, p. 132
9.4 — Resistencia requerida, p. 134
9.5 — Resistencia de diseño, p. 137
9.6 — Límites del refuerzo, p. 139
9.7 — Detallado del refuerzo, p. 143
9.8 — Sistemas de viguetas en una dirección no preesforzadas, p. 154
9.9 — Vigas de gran altura, p. 155

CAPÍTULO 10
COLUMNAS
10.1 — Alcance, p. 159
10.2 — Generalidades, p. 159
10.3 — Límites de diseño, p. 159
10.4 — Resistencia requerida, p. 160
10.5 — Resistencia de diseño, p. 161
10.6 — Límites del refuerzo, p. 161
10.7 — Detallado del refuerzo, p. 162

CAPÍTULO 11
MUROS
11.1 — Alcance, p. 169
11.2 — Generalidades, p. 169
11.3 — Límites de diseño, p. 170
11.4 — Resistencia requerida, p. 170
11.5 — Resistencia de diseño, p. 171
11.6 — Límites del refuerzo, p. 174
11.7 — Detallado del refuerzo, p. 175
11.8 — Método alternativo para el análisis fuera del plano de muros esbeltos, p. 177

CAPÍTULO 12
DIAFRAGMAS
12.1 — Alcance, p. 181
12.2 — Generalidades, p. 181
12.3 — Límites de diseño, p. 183
12.4 — Resistencia requerida, p. 184
12.5 — Resistencia de diseño, p. 187
12.6 — Límites del refuerzo, p. 194
12.7 — Detallado del refuerzo, p. 194

CAPÍTULO 13
CIMENTACIONES
13.1 — Alcance, p. 197
13.2 — Generalidades, p. 199
13.3 — Cimentaciones superficiales, p. 203
13.4 — Cimentaciones profundas, p. 205

CAPÍTULO 14
CONCRETO SIMPLE
14.1 — Alcance, p. 211
14.2 — Generalidades, p. 212
14.3 — Límites de diseño, p. 212
14.4 — Resistencia requerida, p. 214
14.5 — Resistencia de diseño, p. 215
14.6 — Detalles del refuerzo, p. 218

PARTE 4: NUDOS, CONEXIONES Y ANCLAJES

CAPÍTULO 15
NUDOS VIGA-COLUMNA Y LOSA-COLUMNA
15.1 — Alcance, p. 219
15.2 — Generalidades, p. 219
15.3 — Detallado de los nudos, p. 220
15.4 — Requisitos de resistencia para nudos viga-columna, p. 221
15.5 — Transmisión de la fuerza axial de la columna a través del sistema de piso, p. 222

CAPÍTULO 16
CONEXIONES ENTRE MIEMBROS
16.1 — Alcance, p. 225
16.2 — Conexiones de miembros prefabricados, p. 225
16.3 — Conexiones a cimentaciones, p. 230
16.4 — Transferencia de las fuerzas de cortante horizontal en miembros de concreto compuesto resistentes a flexión, p. 233
16.5 — Ménsulas y cartelas, p. 236

CAPÍTULO 17
ANCLAJE AL CONCRETO
17.1 — Alcance, p. 241
17.2 — Generalidades, p. 242
17.3 — Límites del diseño, p. 243
17.4 — Resistencia requerida, p. 245
17.5 — Resistencia de diseño, p. 245
17.6 — Resistencia a la tracción, p. 254
17.7 — Resistencia al cortante, p. 270
17.8 — Interacción tracción-cortante, p. 280
17.9 — Distancias al borde, espaciamientos y espesor para inhibir fallas por hendimiento, p. 281
17.10 — Requisitos de diseño sismo resistente de anclajes, p. 283
17.11 — Fijaciones con espigos de cortante, p. 288

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

PARTE 5: RESISTENCIA SÍSMICA

CAPÍTULO 18
ESTRUCTURAS SISMO RESISTENTES
18.1 — Alcance, p. 295
18.2 — Generalidades, p. 296
18.3 — Pórticos ordinarios resistentes a momento, p. 302
18.4 — Pórticos intermedios resistentes a momento, p. 302
18.5 — Muros estructurales intermedios de concreto prefabricado, p. 309
18.6 — Vigas de pórticos especiales resistentes a momento, p. 310
18.7 — Columnas de pórticos especiales resistentes a momento, p. 316
18.8 — Nudos en pórticos especiales resistentes a momento, p. 322
18.9 — Pórticos especiales resistentes a momento construidos con concreto prefabricado, p. 325
18.10 — Muros estructurales especiales, p. 328
18.11 — Muros estructurales especiales construidos usando concreto prefabricado, p. 346
18.12 — Diafragmas y cerchas, p. 347
18.13 — Cimentaciones, p. 353
18.14 — Miembros que no se designan como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas, p. 362

PARTE 6: MATERIALES Y DURABILIDAD

CAPÍTULO 19
CONCRETO: REQUISITOS DE DISEÑO Y DURABILIDAD
19.1 — Alcance, p. 367
19.2 — Propiedades del diseño del concreto, p. 367
19.3 — Requisitos de durabilidad del concreto, p. 370
19.4 — Requisitos de durabilidad para mortero de inyección, p. 381

CAPÍTULO 20
REFUERZO DE ACERO PROPIEDADES, DURABILIDAD Y EMBEBIDOS
20.1 — Alcance, p. 383
20.2 — Barras y alambres no preesforzados, p. 383
20.3 — Barras, alambres y torones de preesforzado, p. 390
20.4 — Pernos con cabeza para refuerzo a cortante, p. 394
20.5 — Disposiciones para la durabilidad del acero de refuerzo, p. 395
20.6 — Embebidos, p. 402

PARTE 7: RESISTENCIA Y FUNCIONAMIENTO

CAPÍTULO 21
FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA
21.1 — Alcance, p. 405
21.2 — Factores de reducción de resistencia para miembros de concreto estructural y conexiones, p. 405

CAPÍTULO 22
RESISTENCIA DE LAS SECCIONES DE LOS MIEMBROS
22.1 — Alcance, p. 411
22.2 — Suposiciones de diseño para resistencia a flexión y a carga axial, p. 411
22.3 — Resistencia a la flexión, p. 413
22.4 — Resistencia axial o resistencia a flexión y resistencia axial combinadas, p. 414
22.5 — Resistencia a cortante en una dirección, p. 416
22.6 — Resistencia a cortante en dos direcciones, p. 426
22.7 — Resistencia a torsión, p. 435
22.8 — Aplastamiento, p. 443
22.9 — Cortante por fricción, p. 445

CAPÍTULO 23
MÉTODO PUNTAL-TENSOR
23.1 — Alcance, p. 451
23.2 — Generalidades, p. 452
23.3 — Resistencia de diseño, p. 458
23.4 — Resistencia de los puntales, p. 458
23.5 — Refuerzo distribuido mínimo, p. 460
23.6 — Detallado del refuerzo del puntal, p. 461
23.7 — Resistencia de los tensores, p. 462
23.8 — Detallado del refuerzo de los tensores, p. 462
23.9 — Resistencia de las zonas nodales, p. 464
23.10 — Nodos con barras curvas, p.465
23.11 — Diseño sismo resistente usando el modelo puntal-tensor, p. 467

CAPÍTULO 24
REQUISITOS DE FUNCIONAMIENTO
24.1 — Alcance, p. 471
24.2 — Deflexiones debidas a cargas gravitacionales a nivel de servicio, p. 471
24.3 — Distribución del refuerzo a flexión en vigas y losas en una dirección, p. 476
24.4 — Refuerzo de retracción y temperatura, p. 478
24.5 — Esfuerzos admisibles en miembros de concreto preesforzados sometidos a flexión, p. 480

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

PARTE 8: REFUERZO

CAPÍTULO 25
DETALLES DEL REFUERZO
25.1 — Alcance, p. 485
25.2 — Espaciamiento mínimo del refuerzo, p. 485
25.3 — Ganchos estándar, ganchos sísmicos, ganchos suplementarios y diámetro interior de doblado, p. 487
25.4 — Desarrollo del refuerzo, p. 489
25.5 — Empalmes, p. 507
25.6 — Paquetes de barras, p. 513
25.7 — Refuerzo transversal, p. 514
25.8 — Anclajes y conectores para postensado, p. 523
25.9 — Zonas de anclaje para tendones de postensado, p. 524

PARTE 9: CONSTRUCCIÓN

CAPÍTULO 26
DOCUMENTOS DE CONSTRUCCIÓN E INSPECCIÓN
26.1 — Alcance, p. 533
26.2 — Criterio de diseño, p. 534
26.3 — Información sobre los miembros, p. 535
26.4 — Requisitos para los materiales y mezclas de concreto, p. 535
26.5 — Producción y construcción del concreto, p. 546
26.6 — Materiales de refuerzo y requisitos de construcción, p. 553
26.7 — Anclaje al concreto, p. 558
26.8 — Insertos embebidos, p. 561
26.9 — Requisitos adicionales para concreto prefabricado, p. 562
26.10 — Requisitos adicionales para concreto preesforzado, p. 563
26.11 — Cimbras y encofrados, p. 565
26.12 — Evaluación y aceptación del concreto, p. 567
26.13 — Inspección, p. 573

PARTE 10: EVALUACIÓN

CAPÍTULO 27
EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DE ESTRUCTURAS EXISTENTES
27.1 — Alcance, p. 579
27.2 — Generalidades, p. 579
27.3 — Evaluación analítica de la resistencia, p. 580
27.4 — Evaluación de la resistencia mediante pruebas de carga, p. 581
27.5 — Procedimiento de prueba de carga monotónica, p. 583
27.6 — Procedimiento de prueba de carga cíclica, p. 585

APÉNDICES Y REFERENCIAS

APÉNDICE A
VERIFICACIÓN DE DISEÑO USANDO ANÁLISIS NO LINEAL DE HISTORIA DE LA RESPUESTA, p. 585
A.1 — Nomenclatura y terminología, p. 587
A.2 — Alcance, p. 587
A.3 — Generalidades,588
A.4 — Movimientos sísmicos del terreno, p. 588
A.5 — Factores y combinaciones de carga, p. 589
A.6 — Modelaje y análisis, p. 589
A.7 — Clasificación de las acciones y sus condiciones críticas, p.590
A.8 — Rigidez efectiva, p. 591
A.9 — Resistencia esperada de los materiales, p.593
A.10 — Criterio de aceptación para acciones controladas por deformación, p. 594
A.11 — Resistencia esperada para acciones controladas por fuerza, p. 596
A.12 — Requisitos de detallado mejorados, p. 597
A.13 — Revisión independiente del diseño estructural, p. 598

APÉNDICE B
INFORMACIÓN SOBRE EL ACERO DE REFUERZO, p. 601

APÉNDICE C
EQUIVALENCIA DE LAS ECUACIONES NO HOMOGÉNEAS EN EL REGLAMENTO EN SISTEMA MÉTRICO SI, SISTEMA MÉTRICO m-k-s, Y UNIDADES USUALES EN USA, p. 603

REFERENCIAS DEL COMENTARIO, p. 611

GLOSARIO DE TÉRMINOS USADOS EN EL REGLAMENTO, p. 631

ÍNDICE

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

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

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 preesforzado y preesforzado, o ambos; y anclajes al concreto. El presente capítulo incluye un número de requisitos que explican dónde este Reglamento es aplicable y cómo se debe interpretar.

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

R1.2 — Generalidades

R.1.2.2 El American Concrete Institute recomienda que este Reglamento sea adoptado en su totalidad.

R.1.2.3 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.
(b) En español usando unidades SI.
(c) En español usando las unidades en pulgadas y libras.

Las distintas jurisdicciones pueden adoptar cualquiera de estas versiones.

R.1.2.5 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

de cualquier estructura cubierta por el alcance de este 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 permiten utilizar los requisitos del presente Reglamento en la evaluación, reparación, y rehabilitación de estructuras existentes.

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

1.4.4 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."

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.

R.1.3.2 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

R.1.4.2 Los requisitos específicos para la evaluación, reparación, y rehabilitación de estructuras existentes de concreto están dados en ACI 562-19. Las estructuras existentes están definidas en ACI 562 como estructuras que están terminadas y que se les permite ser utilizadas.

R1.4.3 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 307-08)
- "Standard Practice for Design and Construction of Concrete Silos and Stacking Tubes for Storing Granular Materials" (ACI 313-97)
- "Code Requirements for Nuclear Safety-Related Concrete Structures and Commentary" (ACI 349)
- "Code for Concrete Containments" (ACI 359).

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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

1.4.6 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.

1.4.7 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) hasta (c):

(a) Para las porciones de miembros profundos de cimentación expuestos al aire o al agua, o embebidos en suelos incapaces de dar soporte lateral adecuado en toda su longitud para evitar su falla por pandeo.
(b) Para pilotes de concreto prefabricado que soporten estructuras asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico A y B (13.4).
(c) Para elementos profundos de cimentación que soporten estructuras asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico C, D, E, y F (Capítulo 13, 18.13).

1.4.8 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.

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

COMENTARIO

R1.4.5 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" (SDI NC). En la norma SDI se hace referencia a este Reglamento para el diseño y construcción de la losa estructural de concreto.

R1.4.6 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 construidos en sitio, para ciertos tipos limitados de construcciones residenciales.

El IBC 2015 requiere que el diseño y construcción de losas postensadas residenciales sobre suelos expansivos se realice de acuerdo con el documento PTI DC10.5-12 el cual provee requisitos para la investigación geotécnica, el diseño y análisis de cimentaciones de losas sobre el terreno. Las recomendaciones para el diseño y construcción de losas postensadas sobre el terreno que no están sobre suelos expansivos pueden encontrarse en ACI 360R. Véase R1.4.8.

R1.4.7 El diseño e instalación de pilotes totalmente enterrados en el suelo está regulado por el reglamento general de construcción. La edición de 2019 del Reglamento contiene algunos requisitos que anteriormente solo se encontraban en el reglamento general de construcción. Adicionalmente a los requisitos de este Reglamento, en ACI 543R se dan recomendaciones para pilotes de concreto, en ACI 336.3R se dan recomendaciones para pilas excavadas, y en "Recommended Practice for Design, Manufacture, and Installation of Prestressed Concrete Piling", (PCI 1993) se dan recomendaciones para pilotes prefabricados preesforzados de concreto. En este Reglamento no se dan requisitos para el diseño y construcción de micropilotes.

R1.4.8 Se pueden encontrar recomendaciones detalladas para el diseño y construcción de losas sobre el terreno y pisos que no transmiten cargas verticales o fuerzas laterales provenientes de otras partes de la estructura al suelo se dan ACI 360R. Esta guía 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.

R1.4.9 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

1.4.10 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

R1.4.10 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" (SDI C). Esa 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 también presenta guías para el diseño y construcción de losas compuestas sobre tableros permanentes 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.

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.

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 (2018)" 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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.

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 según se indica en 1.7.1.1 ó 1.7.1.2.

1.7.1.1 El profesional facultado responsable y a cargo del trabajo de diseño estructural

1.7.1.2 Un ingeniero especialista a quien se le ha delegado una porción específica del trabajo de diseño de acuerdo con las condiciones (a) y (b).

(a) La autoridad del ingeniero especialista debe estar explícitamente limitada a la porción delegada del trabajo de diseño

(b) La porción del trabajo de diseño delegada debe estar bien definida de tal manera que las responsabilidades y obligaciones de todos los involucrados sean claras.

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

COMENTARIO

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.

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.

R1.7.1.2(b) Una porción del trabajo de diseño puede ser delegada a un ingeniero especialista durante la fase de diseño o al constructor en los documentos de construcción. Ejemplos del trabajo de diseño delegado a un ingeniero especialista o constructor incluyen concreto prefabricado y diseño de concreto postensado.

R1.8 — Documentos de construcción y registros del diseño

R1.8.1 Las disposiciones del Capítulo 26 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.

R1.8.2 Los resultados obtenidos por medio de programas de computador debidamente documentados son aceptables en

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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.

COMENTARIO

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 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.

1.9 — Ensayos e inspección

1.9.1 Los materiales del 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 de acuerdo con el Capítulo 26.

1.9.3 Los registros de inspección deben incluir información de acuerdo con el Capítulo 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.

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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO **COMENTARIO**

CAPÍTULO 2 — NOTACIÓN Y TERMINOLOGÍA

2.1 — Alcance

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

2.2 – Notación

R2.2 — Notación

a = profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos, mm

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, mm

a/mc = relación agua-materiales cementantes

A_b = área de una barra o alambre individual, mm^2

A_{bp} = área de la platina de base de la fijación en contacto con el concreto o el mortero de inyección cuando está cargada a compresión, mm^2

A_{brg} = área neta de apoyo de la cabeza de un perno o tornillo de anclaje, o barra corrugada con cabeza mm^2

A_c = área de la sección de concreto que resiste la transferencia de cortante, mm^2

A_{cf} = mayor área transversal bruta perteneciente a las dos franjas ortogonales de viga-losa que se intersectan en una columna de una losa preesforzada en dos direcciones, mm^2

A_{ch} = área de la sección transversal de un miembro estructural, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal, mm^2

A_{cp} = área encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de concreto, mm^2

A_{cs} = área de la sección de un puntal en un extremo en un modelo puntal-tensor, medida perpendicularmente al eje del puntal, mm^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, mm^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 cortante considerada en el caso de muros, y área bruta de la sección de concreto en el caso de diafragmas. El área bruta es el área total de la sección definida menos el área de cualquier abertura, mm^2

A_{cw} = área de la sección de concreto de un machón individual, segmento horizontal de muro, o viga de acople, que resiste cortante, mm^2

$A_{ef,sl}$ = área efectiva de aplastamiento del espigo de cortante, mm^2

A_f = área del acero de refuerzo en una ménsula o cartela que resiste el momento de diseño, mm^2

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

A_g = área bruta de la sección de concreto, mm^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, mm^2

A_{hs} = área total de las barras con gancho o cabeza que se desarrollan en la sección crítica, mm^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, mm^2

A_ℓ = área total del refuerzo longitudinal para resistir torsión, mm^2

$A_{\ell,\min}$ = área mínima de refuerzo longitudinal para resistir torsión, mm^2

A_n = área de refuerzo en una ménsula o cartela que resiste la fuerza de restricción mayorada N_{uc}, mm^2

A_{nz} = área de la cara de una zona nodal o de una sección a través de la zona nodal, mm^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, mm^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, mm^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, mm^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, mm^2

A_o = área total encerrada por la trayectoria del flujo de cortante torsional, mm^2

A_{oh} = área encerrada por el eje del refuerzo transversal cerrado más externo dispuesto para resistir la torsión, mm^2

A_{pd} = área total ocupada por un ducto, revestimiento y acero preesforzado, mm^2

A_{ps} = área de refuerzo longitudinal preesforzado en tracción, mm^2

A_{pt} = área total de refuerzo preesforzado, mm^2

A_s = área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción, mm^2

A'_s = área del refuerzo a compresión, mm^2

A_{sc} = área de refuerzo principal a tracción en una ménsula o cartela, mm^2

$A_{se,N}$ = área efectiva de la sección transversal del anclaje en tracción, mm^2

$A_{se,V}$ = área efectiva de la sección transversal del anclaje en cortante, mm^2

COMENTARIO

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

A_{sh} = área total de refuerzo transversal, incluyendo ganchos suplementarios, colocado dentro del espaciamiento s y perpendicular a la dimensión b_c, mm^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, mm^2

$A_{s,\min}$ = área mínima de refuerzo de flexión, mm^2

A_{st} = área total de refuerzo longitudinal no preesforzado, incluye barras o perfiles de acero, y excluye el refuerzo de preesforzado, mm^2

A_t = área de una rama de un estribo cerrado, estribo cerrado de confinamiento, o estribo que resiste torsión dentro de un espaciamiento s, mm^2

A_{th} = área total de la sección de los estribos que confinan las barras con gancho, mm^2

A_{tp} = área de acero preesforzado en un tensor, mm^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, mm^2

A_{ts} = área de refuerzo no preesforzado en un tensor, mm^2

A_{tt} = área total de la sección de los estribos que actúan como refuerzo paralelo de amarre para barras con cabeza, mm^2

A_v = área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s, mm^2

A_{vd} = área total de refuerzo en cada grupo de barras diagonales en una viga de acople con refuerzo en diagonal, mm^2

A_{vf} = área de refuerzo de cortante por fricción, mm^2

A_{vh} = área del refuerzo de cortante paralelo al refuerzo de tracción por flexión con un espaciamiento s_2, mm^2

$A_{v,\min}$ = área mínima de refuerzo para cortante con un espaciamiento s, mm^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, mm^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, mm^2

A_1 = área cargada para considerar la resistencia al aplastamiento, la resistencia del puntal, o la resistencia del nodo, mm^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, mm^2

b = ancho de la cara en compresión del miembro, mm

COMENTARIO

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

b_c = dimensión transversal del núcleo del miembro medida entre los bordes externos del refuerzo transversal con área A_{sh}, mm

b_f = ancho efectivo del ala, mm

b_o = perímetro de la sección crítica para cortante en losas y zapatas, mm

b_s = ancho de un puntal, mm

b_{sl} = ancho del espigo de cortante, mm

b_{slab} = ancho efectivo de losa, mm

b_t = ancho de la parte de la sección transversal que contiene los estribos cerrados que resisten la torsión, mm

b_v = ancho de la sección transversal en la superficie de contacto que se investiga por cortante horizontal, mm

b_w = ancho del alma o diámetro de la sección circular, mm

b_1 = dimensión de la sección crítica b_o medida en la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos, mm

b_2 = dimensión de la sección crítica b_o medida en dirección perpendicular a b_1, mm

B_n = resistencia nominal al aplastamiento, N

B_u = carga mayorada de aplastamiento, N

c = distancia medida desde la fibra extrema en compresión al eje neutro, mm

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, mm

$c_{a,máx}$ = máxima distancia medida desde el centro del fuste de un anclaje al borde del concreto, mm

$c_{a,mín}$ = mínima distancia medida desde el centro del fuste de un anclaje al borde del concreto, mm

c_{a1} = distancia medida desde el centro del fuste de un anclaje hasta el borde del concreto en una dirección, mm 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} mm

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, mm

c_c = recubrimiento libre del refuerzo, mm

COMENTARIO

c'_{a1} = valor límite de c_{a1} cuando los anclajes están localizados a menos de $1.5c_{a1}$ de tres o más bordes, mm. Véase Fig. R17.7.2.1.2.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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, mm

c_{sl} = distancia desde el eje de la fila de anclajes en tracción localizados más cerca del espigo de cortante al centroide del espigo de cortante medida en la dirección del cortante, mm

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, mm

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, mm

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, mm

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, mm

d' = distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo longitudinal en compresión, mm

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, mm

d'_a = valor que se sustituye por d_a cuando se emplea un anclaje sobre dimensionado, mm

d_{agg} = tamaño nominal máximo del agregado grueso, mm

d_b = diámetro nominal de una barra, alambre o torón de preesforzado, mm

d_p = distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo preesforzado, mm

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

D = efecto de las cargas muertas de servicio

D_s = efecto de las cargas muertas sobrepuestas

D_w = efecto de la carga muerta del peso propio del sistema estructural de concreto

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, mm

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, mm; e'_N es siempre positiva

COMENTARIO

C = fuerza de compresión que actúa en una zona nodal, N

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

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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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, mm, e'_V es siempre positiva

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

E_c = módulo de elasticidad del concreto, MPa

E_{cb} = módulo de elasticidad del concreto de la viga, MPa

E_{cs} = módulo de elasticidad del concreto de la losa, MPa

EI = rigidez a la flexión de un miembro, N·mm^2

$(EI)_{eff}$ = rigidez efectiva a flexión del miembro, N·mm^2

E_p = módulo de elasticidad del acero de preesfuerzo, MPa

E_s = módulo de elasticidad del refuerzo y del acero estructural, excluyendo el refuerzo preesforzado, MPa

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

$\sqrt{f'_c}$ = raíz cuadrada de la resistencia especificada a la compresión del concreto, MPa

f_{ce} = resistencia efectiva a la compresión del concreto en un puntal o zona de nodo, MPa

f_{cm} = resistencia promedio a la compresión requerida del concreto, MPa

f'_{ci} = resistencia especificada a la compresión del concreto al momento del preesforzado inicial, MPa

$\sqrt{f'_{ci}}$ = raíz cuadrada de la resistencia especificada a la compresión del concreto en el momento del preesforzado inicial, MPa

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, MPa

f_{dc} = esfuerzo de descompresión; esfuerzo en el refuerzo preesforzado cuando el esfuerzo en el concreto localizado al mismo nivel que el centroide del refuerzo preesforzado es igual a cero, MPa

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, MPa. 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, MPa

COMENTARIO

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

f_{ps} = esfuerzo en el refuerzo preesforzado en el estado de resistencia nominal a la flexión, MPa

f_{pu} = resistencia especificada a la tracción del acero de preesforzado, MPa

f_{py} = resistencia especificada a la fluencia del acero de preesforzado, MPa

f_r = módulo de ruptura del concreto, MPa

f_s = esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio, excluyendo el refuerzo preesforzado, MPa

f'_s = esfuerzo en el refuerzo a compresión bajo cargas mayoradas, excluyendo el refuerzo preesforzado, MPa

f_{se} = esfuerzo efectivo en el refuerzo preesforzado, después de que han ocurrido todas las pérdidas de preesforzado, MPa

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, MPa

f_{uta} = resistencia especificada a la tracción del acero del anclaje, MPa

f_y = resistencia especificada a la fluencia del refuerzo no preesforzado, MPa

f_{ya} = resistencia especificada a la fluencia en el acero del anclaje, MPa

f_{yt} = resistencia especificada a la fluencia f_y del refuerzo transversal, MPa

F = efecto de cargas de servicio debidas a fluidos con densidades bien definidas y alturas máximas

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

F_{ns} = resistencia nominal de un puntal, N

F_{nt} = resistencia nominal de un tensor, N

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

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

h = espesor total o altura de un miembro, mm

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

h_{ef} = profundidad embebida efectiva del anclaje, mm

$h_{ef,sl}$ = profundidad embebida efectiva del espigo de cortante, mm

h_{sl} = profundidad embebida del espigo de cortante, mm

h_{sx} = altura del piso x, mm

COMENTARIO

f_{si} = esfuerzo en la fila i del refuerzo superficial, MPa

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

h'_{ef} = valor límite de h_{ef} cuando los anclajes están localizados a menos de $1.5h_{ef}$ de tres o más bordes, mm; véase la Fig. R17.6.2.1.2

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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

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

h_{wes} = altura de todo el muro estructural por encima de la sección crítica para flexión y carga axial, mm

h_x = espaciamiento 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 una columna o elemento de borde de un muro, mm

H = efecto de las cargas de servicio debidas al empuje lateral del suelo, del agua en el suelo, u otros materiales, N

I = momento de inercia de la sección con respecto al eje que pasa por el centroide, mm^4

I_b = momento de inercia de la sección bruta de una viga con respecto al eje que pasa por el centroide, mm^4

I_{cr} = momento de inercia de la sección fisurada transformada a concreto, mm^4

I_e = momento de inercia efectivo para el cálculo de las deflexiones, mm^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, mm^4

I_s = momento de inercia de la sección bruta de una losa con respecto al eje que pasa por el centroide, mm^4

I_{se} = momento de inercia del refuerzo con respecto al eje que pasa por el centroide de la sección transversal del miembro, mm^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, mm

ℓ = luz de la viga o losa en una dirección; proyección libre del voladizo, mm

ℓ_a = longitud de embebido adicional más allá del centro del apoyo o punto de inflexión, mm

COMENTARIO

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, mm

ℓ_b = ancho del apoyo, mm

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

ℓ_{be} = longitud del elemento de borde medida desde la cara de compresión del miembro, mm

ℓ_c = longitud del miembro en compresión en un pórtico, medida centro a centro de los nudos del pórtico, mm

ℓ_{cb} = longitud del arco de un doblez de barra medido a lo largo del centroide de la barra, mm

ℓ_d = longitud de desarrollo en tracción para barras corrugadas, alambres corrugados, refuerzo electrosoldado de alambre liso o corrugado, o torones de preesfuerzo, mm

ℓ_{dc} = longitud de desarrollo de las barras corrugadas y alambres corrugados en compresión, mm

ℓ_{db} = longitud donde se inhibe la adherencia del acero de preesfuerzo en el extremo del miembro, mm

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, mm

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, mm

ℓ_e = longitud de apoyo de la carga de un anclaje para cortante, mm

ℓ_{ext} = extensión recta en el extremo de un gancho estándar, mm

ℓ_n = luz libre medida entre caras de los apoyos, mm

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, mm

ℓ_{sc} = longitud del empalme por traslapo en compresión, mm

ℓ_{st} = longitud del empalme por traslapo en tracción, mm

ℓ_t = luz del miembro sometido a la prueba de carga, tomada como la luz menor en sistemas de losas en dos direcciones, mm 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, mm

ℓ_u = longitud sin soporte lateral de una columna o muro, mm

ℓ_w = longitud del muro completo o longitud del segmento de muro o machón considerada en la dirección de la fuerza cortante, mm

ℓ_1 = luz en la dirección en que se determinan los momentos, medida centro a centro de los apoyos, mm

ℓ_2 = luz medida en la dirección perpendicular a ℓ_1, medida centro a centro de los apoyos, mm

L = efecto de las cargas vivas de servicio

L_r = efecto de las cargas vivas de servicio del techo

COMENTARIO

M = momento que actúa sobre un anclaje o grupo de anclajes, N·mm

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

M_a = momento máximo debido a cargas de servicio presentes en el miembro en la etapa para la que se calcula la deflexión, N·mm

M_c = momento mayorado amplificado por los efectos de curvatura del miembro para usarse en el diseño de un miembro en compresión, N·mm

M_{cr} = momento de fisuración, N·mm

M_{cre} = momento que produce fisuración por flexión en la sección debido a cargas aplicadas externamente, N·mm

M_{max} = máximo momento mayorado en la sección debido a las cargas aplicadas externamente, N·mm

M_n = resistencia nominal a flexión en la sección, N·mm

M_{nb} = resistencia nominal a flexión de la viga que llega a un nudo, incluyendo el efecto de la losa cuando está en tracción, N·mm

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, N·mm

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, N·mm

M_{sa} = momento máximo del muro debido a las cargas de servicio, sin incluir los efectos $P\Delta$, N·mm

M_{sc} = momento mayorado de la losa que es resistido por la columna en el nudo, N·mm

M_u = momento mayorado en la sección, N·mm

M_{ua} = momento a media altura del muro debido a las cargas mayoradas, laterales y verticales excéntricas, sin incluir los efectos $P\Delta$, N·mm

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, N·mm

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, N·mm

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, N·mm

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, N·mm

COMENTARIO

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

$M_{2,min}$ = valor mínimo de M_2, N·mm

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, N·mm

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

n = número de unidades, tales como barras, alambres, dispositivos de anclaje para torones individuales, o anclajes

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_s = número de pisos por encima de la sección crítica

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

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

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

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

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, N

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

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

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

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

N_n = resistencia nominal en tracción, N

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

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

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, N

COMENTARIO

n_t = número de hilos por mm en una rosca o tornillo

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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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

N_{sbg} = resistencia al desprendimiento lateral de un grupo de anclajes, N

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, N

N_{ua} = fuerza mayorada de tracción aplicada a un anclaje o a un anclaje individual dentro de un grupo de anclajes, N

$N_{ua,g}$ = fuerza mayorada total en tracción aplicada a un grupo de anclajes, N

$N_{ua,i}$ = fuerza mayorada en tracción aplicada al anclaje que esté sometido a los esfuerzos más altos dentro de un grupo de anclajes, N

$N_{ua,s}$ = fuerza mayorada permanente en tracción, N

N_{uc} = fuerza de restricción mayorada aplicada a una conexión de apoyo que actúa perpendicularmente y simultáneamente con V_u, y que debe ser tomada como positiva para tracción, N

$N_{uc,max}$ = máxima fuerza de restricción que puede transmitirse a través de la trayectoria de cargas de una conexión de apoyo, multiplicada por el factor de carga utilizado para las cargas vivas en combinación con otros efectos de carga mayorados

p_{cp} = perímetro exterior de la sección transversal de concreto, mm

p_h = perímetro de la línea central del refuerzo transversal para torsión localizado más cerca del exterior de la sección, mm

P_a = máxima resistencia a la compresión permisible de un miembro de cimentación profunda, N

P_c = carga crítica de pandeo, N

P_n = resistencia nominal a carga axial de la sección transversal, N

$P_{n,max}$ = máximo valor de la resistencia nominal a la compresión de un miembro, N

P_{nt} = resistencia nominal a la tracción axial de un miembro, N

$P_{nt,max}$ = máximo valor de la resistencia nominal a tracción de un miembro, N

P_o = resistencia axial nominal para una excentricidad igual a cero, N

P_{pu} = fuerza mayorada de preesforzado en el dispositivo de anclaje, N

P_s = carga axial no mayorada a media altura de la sección de diseño, incluyendo los efectos de peso propio, N

P_u = fuerza axial mayorada; debe tomarse como positiva para compresión y negativa para tracción, N

COMENTARIO

$P\delta$ = momento secundario debido a la esbeltez individual del miembro, N·mm

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

$P\Delta$ = momento secundario debido a la deflexión lateral, N·mm

q_u = carga mayorada por unidad de área, kN/m^2

Q = índice de estabilidad de un piso

r = radio de giro de la sección transversal, mm

r_b = radio de doblez al interior de una barra, mm

R = efecto de las cargas de servicio por lluvia

s = espaciamiento medido centro a centro de unidades tales como refuerzo longitudinal, refuerzo transversal, tendones de preesfuerzo, alambres, o anclajes, mm

s_i = espaciamiento centro a centro del refuerzo en la fila i adyacente a la superficie de un miembro, mm

s_o = espaciamiento centro a centro del refuerzo transversal dentro de una longitud ℓ_o, mm

s_s = desviación estándar de la muestra, MPa

s_w = distancia libre entre almas de vigas adyacentes, mm

s_2 = espaciamiento centro a centro del refuerzo longitudinal de cortante o torsión, mm

S = efecto de las cargas de servicio por nieve

S_{DS} = parámetro de respuesta de aceleración espectral para períodos cortos, con 5 por ciento de amortiguamiento, determinado de acuerdo con el reglamento general de construcción

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, mm^3

S_n = resistencia nominal a momento, cortante, carga axial, torsión, o aplastamiento de la conexión

S_y = resistencia a la fluencia de la conexión, basada en f_y de la porción conectada, para momento. cortante, torsión o fuerza axial, MPa

t = espesor de la pared de una sección con vacíos, mm

t_f = espesor del ala, mm

t_{sl} = espesor del espigo de cortante, mm

T = efectos acumulados de variación de temperatura, flujo plástico, retracción de fraguado, asentamiento diferencial, y concreto de compensación de retracción

T_{cr} = momento de fisuración por torsión, N·mm

T_t = carga total de ensayo, N

T_{th} = momento de umbral de torsión, N·mm

T_n = resistencia nominal a torsión, N·mm

T_u = torsión mayorada en la sección, N·mm

COMENTARIO

R = reacción, N

T = fuerza de tracción que actúa sobre una zona nodal en un modelo puntal tensor, N (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, N

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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, MPa

v_n = esfuerzo equivalente del concreto correspondiente a la resistencia nominal a cortante en dos direcciones de una losa o zapata, MPa

v_s = esfuerzo equivalente del concreto correspondiente a la resistencia nominal a cortante en dos direcciones proporcionado por el refuerzo, MPa

v_u = esfuerzo máximo de cortante de dos direcciones mayorado calculado alrededor del perímetro de una sección crítica dada, MPa

v_{ug} = esfuerzo cortante mayorado en la sección crítica para acción en dos direcciones debido a cargas gravitacionales sin incluir la transferencia de momento, MPa

v_{uv} = esfuerzo cortante mayorado en la sección crítica para acción en dos direcciones debido a la combinación de carga que controla, sin incluir la transferencia de momento, MPa

w_c = densidad, peso unitario, del concreto de peso normal o densidad de equilibrio del concreto liviano, kg/m^3

w_t = ancho efectivo del tensor en un modelo de puntal tensor, mm

w_u = carga mayorada por unidad de longitud de viga, o losa en una dirección, N/mm

W = efecto de la carga por viento

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

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

COMENTARIO

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

$V_{\parallel}$ = máxima fuerza cortante que puede ser aplicada en la dirección paralela al borde, N

$V_{\perp}$ = máxima fuerza cortante que puede ser aplicada en la dirección perpendicular al borde, N

w_s = ancho efectivo de un puntal perpendicular a su eje, mm

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

$w_{t,max}$ = máxima altura efectiva del concreto concéntrico con un tensor, mm

W_a = carga de viento a nivel de servicio, N

$$\alpha_f = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s}$$

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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

α_s = constante usada para calcular V_c en losas y zapatas

α_1 = ángulo mínimo entre el refuerzo distribuido en una dirección y un puntal

β = relación de la dimensión larga a corta: de las luces 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_c = factor de modificación del confinamiento para puntales y nodos en un modelo de puntal tensor

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_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_c = capacidad de desplazamiento de un muro en su parte superior, mm

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, mm

Δ_{cr} = deflexión fuera del plano, calculada a media altura del muro, correspondiente al momento de fisuración, M_{cr}, mm

COMENTARIO

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

Δ_n = deflexión fuera del plano calculada a media altura del muro correspondiente a la capacidad nominal a flexión, M_n, mm

Δ_o = desplazamiento lateral relativo (deriva) medido entre la parte superior e inferior de un piso debido a V_{us}, mm

Δf_p = aumento en el esfuerzo en el refuerzo preesforzado debido a las cargas mayoradas, MPa

Δf_{ps} = esfuerzo en el refuerzo preesforzado bajo cargas de servicio menos el esfuerzo de descompresión, MPa

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, mm

Δ_s = máxima deflexión fuera del plano debida a las cargas de servicio, mm

Δ_u = deflexión fuera del plano calculada a media altura del muro debida a las cargas mayoradas, mm

Δ_x = deriva de piso de diseño del piso x, mm

Δ_1 = deflexión máxima medida durante la primera prueba de carga, medida 24 horas después de la aplicación de la carga de prueba total, mm

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, mm

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 de la 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

COMENTARIO

Δf_{pt} = diferencia entre el esfuerzo que puede ser desarrollado en el refuerzo preesforzado en la sección bajo consideración y el esfuerzo requerido para resistir los momentos flectores mayorados en la sección, M_u/ϕ, MPa

ε_{cu} = máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión

λ = en la mayoría de los casos, la reducción en las propiedades mecánicas es causada por el menor valor de la relación de resistencia a la tracción a resistencia a la compresión del concreto de peso liviano con respecto al concreto de peso normal. Hay casos en el Reglamento donde λ se utiliza como un

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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

λ_s = factor utilizado para modificar la resistencia a cortante con base en los efectos de la altura del miembro, denominado comúnmente como factor de efecto de tamaño

μ = coeficiente de fricción

ξ = factor que depende del tiempo para cargas sostenidas

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

ϕ_p = factor de reducción de resistencia para momento en un miembro pretensado en la sección localizada más cerca del extremo del miembro donde todos los torones están totalmente desarrollados

τ_{cr} = esfuerzo de adherencia característico de los anclajes adheridos con base en la presencia o ausencia de fisuración, MPa

τ_{uncr} = esfuerzo de adherencia característico de los anclajes adheridos en concreto no fisurado, MPa

$\psi_{brg,sl}$ = factor de aplastamiento del espigo de cortante utilizado para modificar la resistencia al aplastamiento de espigos de cortante con base en la influencia de la carga axial

ψ_c = factor de modificación para la longitud de desarrollo con base en la resistencia del concreto

COMENTARIO

modificador para reducir el desempeño esperado del concreto de peso liviano cuando la reducción no está relacionada directamente con la resistencia a la tracción.

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, MPa

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

$\psi_{c,N}$ = factor de modificación para fisuración por arrancamiento del concreto utilizado modificar la resistencia a tracción de anclajes con base en presencia o ausencia de fisuración en el concreto

$\psi_{c,P}$ = factor de modificación para la resistencia a la extracción por deslizamiento con base en la influencia de fisuración en el concreto

$\psi_{c,V}$ = factor de modificación por arrancamiento del concreto utilizado para modificar la resistencia a cortante de anclajes con base en la influencia de fisuración en el concreto y la presencia o ausencia de refuerzo suplementario

$\psi_{cp,N}$ = factor de modificación por hendimiento del concreto utilizado para modificar 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

$\psi_{cp,Na}$ = factor de modificación de hendimiento por adherencia utilizado para modificar 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

ψ_{e} = factor de modificación para la longitud de desarrollo con base en el recubrimiento del refuerzo

$\psi_{ec,N}$ = factor de modificación por excentricidad del arrancamiento del concreto utilizado para modificar la resistencia a tracción de anclajes con base en la excentricidad de las cargas aplicadas

$\psi_{ec,Na}$ = factor de modificación por excentricidad del arrancamiento del concreto utilizado para modificar la resistencia a tracción de anclajes adheridos con base en la excentricidad de las cargas aplicadas

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

$\psi_{ed,N}$ = factor de modificación para arrancamiento del concreto utilizado para modificar 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 arrancamiento del concreto utilizado para modificar 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 arrancamiento del concreto utilizado para modificar la resistencia a cortante de anclajes con base en la proximidad de los bordes del concreto.

ψ_{g} = factor utilizado para modificar la longitud de desarrollo con base en el grado de resistencia del refuerzo

$\psi_{h,V}$ = factor de modificación para el espesor del arrancamiento utilizado para modificar la resistencia a

COMENTARIO

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

cortante de anclajes colocados en miembros de concreto con $h_a < 1.5c_{a1}$

ψ_o = factor utilizado para modificar la longitud de desarrollo de barras con gancho o cabeza con base en el recubrimiento lateral y el confinamiento

ψ_p = factor utilizado para modificar la longitud de desarrollo de refuerzo con cabeza con base en estribos de refuerzo paralelos

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_o = 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

Ω_V = factor de sobreresistencia igual a la relación de M_{pr}/M_u en la sección crítica del muro

ω_v = factor para tener en cuenta la amplificación dinámica de cortante

COMENTARIO

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, de los materiales cementantes y del refuerzo de fibras, utilizado como componente que se añade al mortero de inyección, al mortero, o al concreto, ya sea antes o durante el mezclado, con el fin de modificar sus propiedades recién mezclado, su fraguado inicial o de la mezcla endurecida.

agregado (aggregate) — Material granular, tal como arena, grava, piedra triturada, escoria de hierro de alto horno, o agregado reciclado incluyendo concreto de cemento hidráulico triturado, utilizado con un medio cementante para formar concreto o mortero.

agregado liviano (lightweight aggregate) — Agregado que cumple con los requisitos de la ASTM C330M y que tiene una densidad cuando está suelto y seco de 1120 kg/m^3 o menos, determinado según la ASTM C29M.

R2.3 – Terminología

agregado (aggregate) — El uso de agregado reciclado está cubierta en el Reglamento de 2019. La definición de materiales reciclados en ASTM C33 es muy amplia y puede incluir materiales que no se espera que cumplan con el propósito de los requisitos de este Reglamento para su utilización en concreto estructural. La utilización de agregado reciclado, incluyendo concreto de cemento hidráulico triturado, en concreto estructural requiere precauciones adicionales. Véase 26.4.1.2.1(c).

agregado liviano (lightweight aggregate) — En algunas normas, el término "agregado liviano" se está reemplazando por el término "agregado de baja densidad".

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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.

amarres sísmicos de cimentación (foundation seismic ties) — Elementos utilizados para interconectar la cimentación efectivamente para que actúe como una unidad. Los elementos pueden consistir en vigas sobre el terreno, losas sobre el terreno, o vigas que sean parte de una losa sobre el terreno.

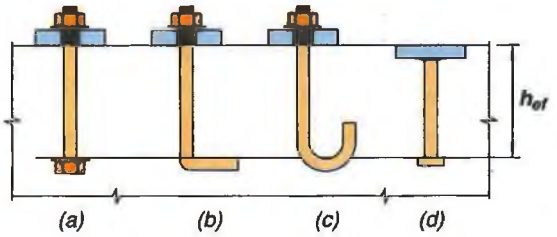
análisis con elementos finitos (Finite element analysis) — Un procedimiento de modelaje analítico en el cual la estructura se divide en un número de elementos discretos para el análisis.

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

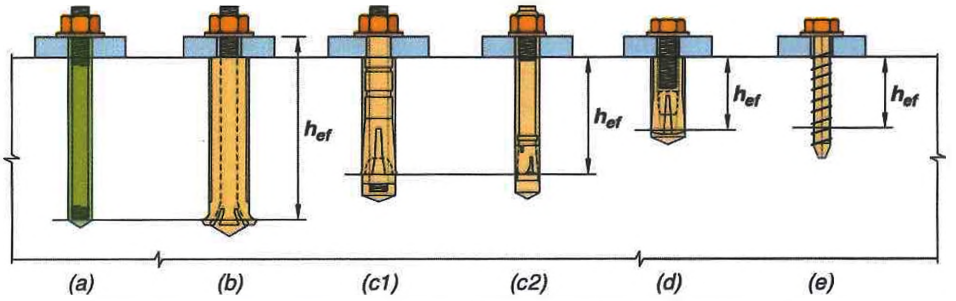
anclaje adherido (adhesive anchor) — Un anclaje postinstalado que se inserta en una perforación realizada en concreto endurecido de un diámetro no mayor de 1.5 veces el diámetro del anclaje y que transfiere cargas al concreto por adherencia entre el anclaje y el adhesivo y entre el adhesivo y el concreto.

COMENTARIO

anclaje (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, anclajes de tornillo 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 y (c2) tipo perno]; (d) anclaje de expansión de desplazamiento controlado tipo pasante; (e) anclaje de tornillo.

***Fig. R2.1** — Tipos de anclajes*

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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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 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 de tornillo (screw anchor) — Anclaje mecánico roscado postinstalado insertado en concreto endurecido que transfiere cargas al concreto por medio del entrabado entre el roscado del tornillo con el acanalado interno que el roscado produce en la superficie interna de la perforación previamente hecha en el concreto durante la instalación del anclaje.

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

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

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.

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

COMENTARIO

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 (MPII).

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 tornillo (screw anchor) — El diámetro del hueco pre taladrado para un anclaje de tornillo lo define el fabricante del anclaje.

anclaje horizontal o inclinado hacia arriba (horizontal or upwardly inclined anchor) — La Fig. R2.2 ilustra las inclinaciones posibles de la perforación para anclajes horizontales o inclinados hacia arriba.

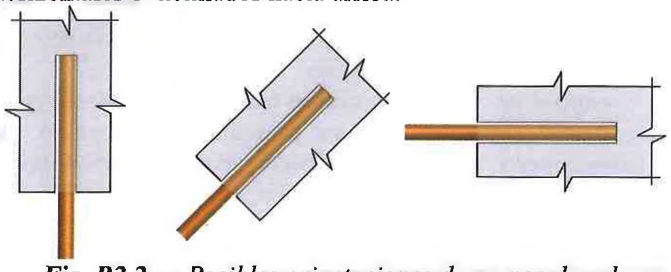


Fig. R2.2 — Posibles orientaciones de pernos de cabeza, inclinados hacia arriba u horizontales.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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 muerta de peso propio (self-weight dead load) — Peso del sistema estructural, incluyendo el peso de cualquier afinado de piso de concreto adherido.

carga muerta sobrepuesta (superimposed dead load) — Cargas muertas diferentes del peso propio que están presentes o se consideran en el diseño.

carga viva (live load) — (a) La carga que no se aplica en forma permanente a la estructura, pero que es probable que ocurra

COMENTARIO

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 R20.4.1. 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 neto 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 este 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

durante su vida de servicio (excluyendo las cargas 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 movibles, 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.

cementos alternativos (alternative cements) — Un cemento inorgánico que puede ser utilizado como un substituto total del cemento pórtland o del cemento hidráulico adicionado, y que no está cubierto por las normas para cementos pórtland o cementos adicionados.

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 la carga axial, momento y cortante combinados. 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 pórtland 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 C330M.

concreto de peso normal (normalweight concrete) — Concreto que contiene agregados finos y gruesos que cumplen con lo especificado en ASTM C33M y que tiene una densidad mayor que 2160 kg/m^3.

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

concreto lanzado (shotcrete) — Mortero o concreto colocado neumáticamente por proyección de alta velocidad desde una boquilla sobre una superficie.

concreto lanzado de mezcla húmeda (wet-mix shotcrete) — Concreto lanzado en el cual los ingredientes del concreto, incluyendo el agua, se mezclan antes de introducir la mezcla en la manguera de lanzamiento.

COMENTARIO

cementos alternativos (alternative cements) — Los cementos alternativos se describen en las referencias presentadas en R26.4.1.1.1(b). Referirse a 26.4.1.1.1(b) para precauciones cuando se utilicen estos materiales en concreto cubierto por este Reglamento.

concreto de peso normal (normalweight concrete) — En general, el concreto de peso normal tiene una densidad (peso unitario) entre 2160 y 2560 kg/m^3, y comúnmente se toma entre 2320 y 2400 kg/m^3.

concreto lanzado (shotcrete) — Algunas veces se utilizan términos como "gunita" o "concreto esparcido" para referirse al concreto lanzado.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

concreto lanzado de mezcla seca (dry-mix shotcrete) — Concreto lanzado en el cual la mayoría del agua de la mezcla se adiciona a los ingredientes del concreto en la boquilla.

concreto liviano (lightweight concrete) — Concreto con agregado liviano que tiene una densidad de equilibrio, tal como la define ASTM C567M, entre 1440 y 2160 kg/m^3.

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 C33M y agregados gruesos de peso liviano que cumplen con lo especificado en la ASTM C330M.

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

concreto preesforzado (prestressed concrete) — Concreto reforzado al que se le han introducido esfuerzos internos por medio de refuerzo preesforzado con el fin de reducir los esfuerzos potenciales de tracción en el concreto causados por las cargas, y en losas en dos direcciones cuando tienen al menos la cantidad mínima de refuerzo preesforzado.

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 estructural reforzado con no menos de las cuantías mínimas de refuerzo preesforzado, refuerzo no preesforzado, o ambas, tal como se especifican 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.

COMENTARIO

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

concreto no preesforzado (nonprestressed concrete) — El concreto no preesforzado generalmente no tiene refuerzo preesforzado. Para las losas preesforzadas en dos direcciones se requiere un nivel mínimo de esfuerzo a compresión en el concreto debido al preesfuerzo efectivo, de acuerdo con 8.6.2.1. Las losas en dos direcciones con menos de este nivel de precompresión requieren ser diseñadas como concreto no preesforzado.

concreto preesforzado (prestressed concrete) — Las clases de miembros preesforzados a flexión se definen en 24.5.2.1. Las losas preesforzadas en dos direcciones requieren un nivel mínimo de esfuerzos a compresión en el concreto debido al preesfuerzo efectivo, de acuerdo con 8.6.2.1. Aunque el comportamiento de miembros de concreto preesforzado con tendones continuos de preesfuerzo no adheridos puede variar con respecto al de miembros con tendones continuamente adheridos, el concreto preesforzado con tendones de preesfuerzo adheridos y sin adherir, junto con el concreto no preesforzado, se han agrupado bajo el término genérico de "concreto reforzado". Las disposiciones comunes al concreto preesforzado y al no preesforzado 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 preesforzado y no preesforzado.

concreto simple (plain concrete) — La presencia de refuerzo, preesforzado o no preesforzado, no prohíbe que el miembro sea clasificado como concreto simple, siempre y cuando se cumplan todos los requisitos del Capítulo 14.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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 preesforzado efectivo, flujo plástico, retracción y temperatura.

densidad de equilibrio (equilibrium density) — Densidad del concreto de peso liviano, determinada de acuerdo con la ASTM C567M.

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 15 mm, 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 15 mm 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.

COMENTARIO

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

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.

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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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

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 preesforzado 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.

efectos de las cargas (load effects) — Fuerzas y deformaciones producidas en los miembros estructurales por las cargas aplicadas o los cambios de volumen restringidos.

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 sísmicos, las barras corrugadas de acero de refuerzo que cumplen con los requisitos de ASTM A615M, A706M o A955M, 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 preesfuerzo no adheridos (sheating) — Material en que encapsula el acero de preesforzado para impedir la adherencia del acero de preesforzado al concreto

COMENTARIO

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 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.

efectos de las cargas (load effects) — Los esfuerzos y deformaciones unitarias están directamente relacionados con las fuerzas y deformaciones y se consideran efectos de las cargas.

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 preesfuerzo no adheridos (sheating) — Generalmente es una envoltura sin costuras de polietileno de alta densidad extrudido directamente sobre el

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

que lo rodea, para proporcionar protección contra la corrosión y para contener el recubrimiento inhibidor de corrosión.

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

espigo de cortante (shear lug) — Un elemento de acero soldado a la platina de base de una fijación para transmitir fuerzas cortantes al concreto por aplastamiento.

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.

estribo (tie) — barra o alambre de refuerzo 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 cerrado 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.

franja viga-losa (slab-beam-strip) — En losas preesforzadas en dos direcciones, el ancho del sistema de piso, incluyendo tanto la losa como la viga, si es aplicable, limitada lateralmente por los ejes centrales de los paneles adyacentes para una franja viga-losa interior, o por el eje central del panel adyacente y el borde de la losa para una franja viga-losa exterior.

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

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 75 mm 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.

COMENTARIO

acero de preesforzado 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.

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 cabeceo 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

ingeniero especialista (specialty engineer) — Un profesional facultado para diseñar a quien se le ha delegado una parte específica del trabajo de diseño.

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 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 preesforzado, 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.

COMENTARIO

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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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 preesforzado en el concreto que se requiere para transferir el preesfuerzo efectivo al concreto.

luz (span length) — Distancia entre los apoyos.

machón de muro (wall pier) — Segmento vertical de muro localizado dentro de un muro estructural y circunscrito horizontalmente por dos aberturas o un borde y una abertura, con una relación de longitud horizontal a espesor del muro (ℓ_w/b_w) menor o igual a 6.0, y una relación de altura libre a longitud horizontal (h_w/ℓ_w) mayor o igual a 2.0.

materiales cementantes (cementitious materials) — Materiales que tienen efecto cementante si se utilizan en mortero de inyección, mortero, o concreto, incluyendo el cemento pórtland, cementos hidráulicos adicionados, cemento expansivo, ceniza volante, puzolanas naturales sin procesar o calcinadas, cemento de escoria de alto horno y humo de sílice, pero excluyendo los cementos alternativos.

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) — Modelo de cercha de un miembro o de una Región-D del miembro, conformado por puntales y tensores conectados en nodos y capaces de transferir las cargas mayoradas a los apoyos o a 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 acoplado dúctil (ductile coupled structural wall) — Un Sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas que cumple con 18.10.9.

muro estructural (structural wall) — Muro diseñado para resistir combinaciones de momentos, cortantes 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 muro 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.

COMENTARIO

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.

materiales cementantes (cementitious materials) —Los materiales cementantes permitidos para uso en este Reglamento están definidos en 26.4.1.1. La ceniza volante, las puzolanas naturales sin procesar o calcinadas, el cemento de escoria de alto horno y el humo de sílice se consideran materiales cementantes suplementarios.

muro estructural especial (special structural wall) — Las disposiciones de 18.2.3 a 18.2.8 y 18.11 pretenden obtener un muro estructural prefabricado especial, con una resistencia y tenacidad mínimas equivalentes a las de un muro estructural reforzado especial de concreto construido en sitio.

muro estructural prefabricado intermedio (intermediate precast structural wall) — Las disposiciones de 18.5 tienen la intención de dar como resultado un muro estructural prefabricado intermedio con una resistencia y tenacidad mínimas equivalente a la de un muro estructural de concreto reforzado ordinario, construido en obra. Un muro de concreto prefabricado que no cumple con los requisitos de 18.5, se

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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.

nodo de barra curva (curved bar node) — La región doblada de una barra, o barras, de refuerzo continuo que define un nodo en un modelo puntal tensor.

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.

panel de ensayo para concreto lanzado (shotcrete test panel) — Un espécimen fabricado con concreto lanzado de acuerdo con ASTM C1140M para evaluación del concreto lanzado.

panel de muestra para concreto lanzado (shotcrete mockup panel) — Un espécimen fabricado con concreto lanzado que simula el tamaño y detallado del refuerzo de un miembro estructural propuesto, para evaluación previa a la construcción de la competencia del operador de la boquilla de lanzamiento para dejar embebido el refuerzo.

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 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.

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**.

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.

COMENTARIO

considera que posee una ductilidad e integridad estructural menor que la de un muro estructural prefabricado intermedio.

nudo (joint) — El área efectiva de la sección transversal dentro de un nudo de un pórtico especial resistente a momento, A_j, para calcular la resistencia a cortante se encuentra definida en 18.8.4.3.

panel de ensayo para concreto lanzado (shotcrete test panel) — Se utiliza generalmente para evaluar la mezcla del concreto lanzado, para calificar al operador de la boquilla, para verificar el acabado superficial, y para proveer especímenes para ensayos de resistencia a la compresión o a la flexión.

panel de muestra para concreto lanzado (shotcrete mockup panel) — El panel endurecido utilizado para evaluación previa a la construcción se corta con sierra o se le sacan núcleos, o ambos, para evaluar si el refuerzo quedó adecuadamente embebido.

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 usados, n, 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

pilas excavadas o cajones de cimentación (drilled piers or caissons) — Elementos de cimentación de concreto construido en sitio con o sin una base agrandada (campana), construidos excavando un hueco en el terreno que luego de colocado el refuerzo se llena con concreto. Las pilas excavadas y cajones de cimentación se consideran pilotes excavados y de tornillo (augered piles) construidos en sitio sin camisa de acero, a menos que tengan una camisa permanente de acero, caso en el cual se consideran pilotes con camisa metálica permanente.

pilotes de concreto con camisa metálica (metal cased concrete piles) — Tubo de acero de pared delgada, de lámina de acero doblada o de camisa de acero soldada en espiral, con el extremo inferior cerrado, que se hinca en toda su longitud en contacto con el suelo circundante y se deja permanentemente en sitio y después de colocado el refuerzo el tubo se llena con concreto.

pilotes excavados o de tornillo (augered piles) de concreto construidos en sitio sin camisa de acero (uncased cast-in-place concrete drilled or augered piles) — Pilotes con o sin una base agrandada (campana) que se construyen ya sea excavando un hueco en el terreno, o instalando una camisa temporal en el terreno y retirando luego el suelo, colocando el refuerzo y luego llenado el hueco con concreto.

pilotes de concreto prefabricados (precast concrete piles) — Pilotes hincados que pueden ser de concreto preesforzado o de concreto reforzado convencional.

pilotes de tubo relleno de concreto (concrete filled pipe piles) — Tubo de acero con su extremo inferior cerrado, que se hinca en su longitud total en contacto con el suelo circundante, o un tubo de acero con su extremo inferior abierto que se hinca en toda su longitud y el suelo dentro del tubo después se retira; para los dos procedimientos de instalación, después de colocado el refuerzo, el tubo se llena con concreto.

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 columna-losa 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 preesforzado en el cual el acero de preesforzado se tensiona después de que el concreto ha endurecido.

preesforzado efectivo (effective prestress) — Esfuerzo en el acero de preesforzado 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 preesforzado se tensiona antes de la colocación del concreto.

COMENTARIO

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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 de todo o parte 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.

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 de borde (boundary strut)— Puntal localizado a lo largo del borde de un miembro o una región de discontinuidad.

puntal interior (interior strut) — Un puntal que no está localizado a lo largo del borde de un miembro o una región de discontinuidad.

punto de suspensión del refuerzo (cutoff point) — punto donde el refuerzo es terminado.

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

refuerzo de mallas de barras de acero corrugadas soldadas (welded deformed steel 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.

COMENTARIO

profesional facultado para diseñar (licensed design professional) — En otros documentos también se le denomina como "profesional de diseño registrado"; un profesional facultado para diseñar a cargo del trabajo de diseño algunas veces se denomina en inglés como "engineer of record (EOR)".

profundidad efectiva de embebido (effective embedment depth) — La profundidad efectiva de embebido para diferentes tipos de anclaje se muestra en la figura R2.1. Para anclajes mecánicos postinstalados, el valor de h_{ef} se obtiene según ACI 355.2 del informe de evaluación del producto suministrado por el fabricante.

puntal de borde (boundary strut)— Se supone que un puntal de borde hace referencia a la zona de compresión por flexión de una viga, un muro u otro miembro. Los puntales de borde no están sometidos a tracción transversal y por lo tanto son más resistentes que los puntales interiores. (Fig. R23.2.1)

puntal interior (interior strut) — Los puntales interiores están sometidos a tracción proveniente del cortante, actuando perpendicularmente al puntal en el plano del modelo. (Fig. R23.2.1)

refuerzo corrugado (deformed reinforcement) — El refuerzo corrugado se define como aquel que cumple con las normas para refuerzo corrugado de este 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 cumplan 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 17.5.2.1). No obstante, otras configuraciones que puedan demostrar la capacidad de transferir efectivamente la carga del anclaje son aceptables.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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

refuerzo extremo a tracción– (extreme tensión reinforcement) – La capa de acero preesforzado o no preesforzado más lejana a la fibra extrema en compresión.

refuerzo no preesforzado (non-prestressed reinforcement) – Refuerzo adherido que no se preesfuerza.

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 preesforzado (prestressing reinforcement) – Refuerzos de alta resistencia tales como torón, alambre o barra que cumple con 20.3.1.

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

refuerzo preesforzado adherido (bonded prestressed reinforcement) – Torón pretensado o refuerzo preesforzado en un tendón adherido.

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

COMENTARIO

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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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 acuerdo con las disposiciones de este Reglamento, expresada en MPa. 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 MPa.

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.

rigidez efectiva (effective stifness) — Rigidez de un miembro estructural en la que se tiene en cuenta la fisuración, el flujo plástico y otros efectos no lineales.

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 $\varepsilon_{ty} + 0.003$.

segmento de muro (wall segment) — Porción de un muro limitada por apreturas 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.

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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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 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.

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 $3d_a$.

transferencia (transfer) — Operación de transferir los esfuerzos al refuerzo 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.

COMENTARIO

tendón externo (external tendón) – 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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.

COMENTARIO

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

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.

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.

3.2 — Normas referenciadas

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

LRFDUS-8—LRFD Bridge Design Specifications, 8th Edition, 2017, Artículos 5.8.4.5, 5.8.4.4.2 y 5.8.4.4.3

LRFDCONS-4—LRFD Bridge Construction Specifications, 4th Edition, 2017, Artículo 10.3.2.3

R3.2 — Normas referenciadas

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

R3.2.1 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 de este Reglamento.

3.2.2 *American Concrete Institute (ACI)*

ACI 301-16 — Specifications for Structural Concrete, Artículo 4.2.3.

ACI 318.2-19 — Building Code Requirements for Concrete Thin Shells and Commentary.

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

ACI 355.2-19 — Qualification of Post-Installed Mechanical Anchors in Concrete and Commentary.

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

ACI 369.1-17 —Standard Requirements for Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Concrete Buildings (369.1-17) and Commentary.

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 437.2-13 — Code Requirements for Load Testing of Existing Concrete Structures and Commentary

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

ACI 550.4-18 — Qualification of Precast Concrete Diaphragm Connections and Reinforcement at Joints for Earthquake Loading and Commentary

ACI 550.5-18 — Code Requirements for the Design of Precast Concrete Diaphragms for Earthquake Motions and Commentary

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

R3.2.2 *American Concrete Institute (ACI)*

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 postinstalados, de tornillo 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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 7-16 – Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, Sección 2.3.2, Load Combinations including Flood Loads, y Sección 2.3.3, Load Combinations including Atmospheric Ice Loads.

3.2.4 *ASTM International*

A184/A184M-17—Standard Specification for Welded Deformed Steel Bar Mats for Concrete Reinforcement

A307-14[ε1]—Standard Specification for Carbon Steel Bolts, Studs, and Threaded Rod 60000 PSI Tensile Strength

A370-18—Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products

A416/A416M-18—Standard Specification for Low-Relaxation, Seven-Wire Steel Strand for Prestressed Concrete

A421/A421M-15—Standard Specification for Stress-Relieved Steel Wire for Prestressed Concrete including Supplementary Requirement I, Low-Relaxation Wire and Relaxation Testing

A615/A615M-18[ε1]—Standard Specification for Deformed and Plain Carbon-Steel Bars for Concrete Reinforcement

A706/A706M-16—Standard Specification for Deformed and Plain Low-Alloy Steel Bars for Concrete Reinforcement

A722/A722M-18—Standard Specification for Uncoated High-Strength Steel Bars for Prestressing Concrete

A767/A767M-16—Standard Specification for Zinc-Coated (Galvanized) Steel Bars for Concrete Reinforcement

A775/A775M-17—Standard Specification for Epoxy-Coated Steel Reinforcing Bars

A820/A820M-16—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-16—Standard Specification for Epoxy-Coated Prefabricated Steel Reinforcing Bars

A955/A955M-18b—Standard Specification for Deformed and Plain Stainless-Steel Bars for Concrete Reinforcement

A970/A970M-18—Standard Specification for Headed Steel Bars for Concrete Reinforcement including Annex A1 Requirements for Class HA Head Dimensions

A996/A996M-16—Standard Specification for Rail-Steel and Axle-Steel Deformed Bars for Concrete Reinforcement

A1022/A1022M-16b—Standard Specification for Deformed and Plain Stainless Steel Wire and Welded Wire for Concrete Reinforcement

A1035/A1035M-16b—Standard Specification for Deformed and Plain, Low-Carbon, Chromium, Steel Bars for Concrete Reinforcement

A1044/A1044M-16a—Standard Specification for Steel Stud Assemblies for Shear Reinforcement of Concrete

A1055/A1055M-16—Standard Specification for Zinc and Epoxy Dual-Coated Steel Reinforcing Bars

A1060/A1060M-16b—Standard Specification for Zinc-Coated (Galvanized) Steel Welded Wire Reinforcement, Plain and Deformed, for Concrete

COMENTARIO

R3.2.3 *American Society of Civil Engineers (ASCE)*

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

R3.2.4 *ASTM International*

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 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

A1064/A1064M-18a—Standard Specification for Carbon-Steel Wire and Welded Wire Reinforcement, Plain and Deformed, for Concrete

C29/C29M-17a—Standard Test Method for Bulk Density ("Unit Weight") and Voids in Aggregate

C31/C31M-19—Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field

C33/C33M-18—Standard Specification for Concrete Aggregates

C39/C39M-18—Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens

C42/C42M-18a—Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete

C94/C94M-18—Standard Specification for Ready-Mixed Concrete

C138-17a — Standard Test Method for >Density (Unit Weight), Yield, and Air Content (Gravimetric) of Concrete

C150/C150M-19a—Standard Specification for Portland Cement

C172/C172M-17—Standard Practice for Sampling Freshly Mixed Concrete

C173/C173M-16—Standard Test Method for Air Content of Freshly Mixed Concrete by the Volumetric Method

C192-18—Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory

C231/C231M-17a—Standard Test Method for Air Content of Freshly Mixed Concrete by the Pressure Method

C260/C260M-10a(2016)—Standard Specification for Air-Entraining Admixtures for Concrete

C330/C330M-17a—Standard Specification for Lightweight Aggregates for Structural Concrete

C469/C469M-14—Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression

C494/C494M-17—Standard Specification for Chemical Admixtures for Concrete

C496/C496M-17—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-19—Standard Specification for Blended Hydraulic Cements

C618-19—Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete

C685/C685M-17a—Standard Specification for Concrete Made by Volumetric Batching and Continuous Mixing

C845/C845M-18—Standard Specification for Expansive Hydraulic Cement

C989/C989M-18a—Standard Specification for Slag Cement for Use in Concrete and Mortars

C1012/C1012M-18b—Standard Test Method for Length Change of Hydraulic-Cement Mortars Exposed to a Sulfate Solution

C1017/C1017M-13$^{\varepsilon 1}$—Standard Specification for Chemical Admixtures for Use in Producing Flowing Concrete

C1077-17—Standard Practice for Agencies Testing Concrete and Concrete Aggregates for Use in Construction and Criteria for Testing Agency Evaluation

C1116/C1116M-10a(2015)—Standard Specification for Fiber-Reinforced Concrete

COMENTARIO

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

C1140/C1140M-11—Standard Practice for Preparing and Testing Specimens from Shotcrete Test Panels

C1141/C1141M-15—Standard Specification for Admixtures for Shotcrete

C1157/C1157M-17—Standard Performance Specification for Hydraulic Cement

C1218/C1218M-17—Standard Test Method for Water-Soluble Chloride in Mortar and Concrete

C1240-15—Standard Specification for Silica Fume Used in Cementitious Mixtures

C1436-13—Standard Specification for Materials for Shotcrete

C1480/C1480M-07(2012)—Standard Specification for Packaged Pre-Blended, Dry, Combined Materials for Use in Wet or Dry Shotcrete Applications

C1580-15—Standard Test Method for Water-Soluble Sulfate in Soil

C1582/C1582M-11(2017)$^{\varepsilon 1}$—Standard Specification for Admixtures to Inhibit Chloride-Induced Corrosion of Reinforcing Steel in Concrete

C1602/C1602M-18—Standard Specification for Mixing Water Used in the Production of Hydraulic Cement Concrete

C1604/C1604M-05(2012)—Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores of Shotcrete

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

C1797-17—Standard Specification for Ground Calcium Carbonate and Aggregate Mineral Fillers for use in Hydraulic Cement Concrete

D516-16—Standard Test Method for Sulfate Ion in Water

D4130-15—Standard Test Method for Sulfate Ion in Brackish Water, Seawater, and Brines

3.2.5 *American Welding Society (AWS)*

D1.1/D1.1M: 2015—Structural Welding Code — Steel

D1.4/D1.4M: 2018—Structural Welding Code — Steel Reinforcing Bars

COMENTARIO

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

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.

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.

4.2 — Materiales

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

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.

4.2.1.1 Las propiedades de diseño para concreto lanzado deben cumplir con los requisitos para concreto, excepto en lo que se modifique en este Reglamento.

R4.2.1.1 El concreto lanzado se considera que se comporta y tiene propiedades similares a las del concreto a menos que se indique algo diferente. Las secciones donde el uso del concreto lanzado se trata específicamente en este Reglamento se indican en la Tabla R4.2.1.1. Puede encontrarse información adicional sobre concreto lanzado en ACI 506R y ACI 506.2.

Tabla R4.2.1.1 — Secciones del Reglamento que contienen requisitos para concreto lanzado

Tema cubierto	Sección
Congelamiento y descongelamiento	19.3.3.3 hasta 19.3.3.6
Refuerzo	25.2.7 hasta 25.2.10, 25.5.1.6 y 25.5.1.7
Dónde se requiere concreto lanzado o es permitido	26.3.1, 26.3.2
Materiales	26.4.1.2, 26.4.1.4 y 26.4.1.6
Dosificación de las mezclas	26.4.3
Documentación de las mezclas	26.4.4.1
Colocación y consolidación	26.5.2.1
Curado	26.5.3
Juntas	26.5.6
Evaluación y aceptación	26.12

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.

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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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.

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.

COMENTARIO

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 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 techos 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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

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*

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.

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

R4.4.6 *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 hasta F se especifican en el Capítulo 18. Se 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 los desplazamientos relativos (derivas) y fuerzas que ocurren cuando la edificación responde ante un sismo.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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.

4.4.6.7 La verificación del diseño de estructuras sismo resistentes de concreto en la cual se utilice análisis no lineal de historia de la respuesta debe realizarse de acuerdo con el Apéndice A.

4.4.7 *Diafragmas*

4.4.7.1 Los diafragmas, tales como losas de piso y de techo, 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.

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.

COMENTARIO

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 techo 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.

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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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

COMENTARIO

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.

4.6 — Resistencia

4.6.1 La resistencia de diseño de un miembro y sus nudos y conexiones, en términos de resistencia a momento, cortante, torsión, fuerza axial y aplastamiento, debe tomarse como la resistencia nominal S_n multiplicada por el factor de reducción de resistencia ϕ aplicable.

4.6.2 Las estructuras y miembros estructurales deben tener en todas sus secciones resistencias de diseño ϕS_n mayores o iguales a la resistencia requerida, U, calculada para las cargas y fuerzas mayoradas en las combinaciones requeridas por este Reglamento o por el reglamento general de construcción.

R4.6 — Resistencia

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

resistencia de diseño ≥ 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 existencia de trayectorias de carga alternativas para el miembro en la estructura.

Este Reglamento, o el reglamento general de construcción, prescribe combinaciones de carga de diseño, conocidas también como combinaciones de mayoración 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 de las cargas individuales, la probabilidad de ocurrencia simultánea de diversas cargas y las suposiciones y aproximaciones realizadas en el análisis estructural al determinar las resistencias de diseño requeridas.

Un enfoque típico del diseño, donde 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 mayorados en una combinación de mayoración para determinar los efectos de la carga de diseño. Donde 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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

determinar el efecto no lineal de la carga mayorada. Los efectos de las cargas, relevantes para diseño por resistencia incluyen momentos, cortantes, torsiones, fuerzas axiales, fuerzas de aplastamiento, y fuerzas cortantes de punzonamiento. Algunas veces, los desplazamientos de diseño se determinan para cargas mayoradas Los efectos de las cargas relevantes para diseño por funcionamiento incluyen esfuerzos y deflexiones.

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. Un exceso de resistencia puede ser indeseable para estructuras que se espera que respondan inelásticamente durante sismos.

4.7 — Funcionamiento

4.7.1 La evaluación del desempeño en condiciones de carga de servicio debe considerar las reacciones, momentos, cortantes, torsiones 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.

R4.7 — Funcionamiento

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. Las consideraciones de funcionamiento causadas por vibraciones se discuten en R6.6.3.2.2 y R24.1.

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 7-16. Los Apéndices de ASCE/SEI 7 no se consideran como partes obligatorias de esa norma.

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.

4.8.2 El refuerzo debe ser protegido contra la corrosión de acuerdo con 20.5.

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 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.

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.

4.10 — Integridad estructural

4.10.1 *Generalidades*

R4.10 — Integridad estructural

R4.10.1 *Generalidades*

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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

COMENTARIO

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 miembro	Sección
Losas no preesforzadas en una dirección construidas en sitio	7.7.7
Losas no preesforzadas en dos direcciones	8.7.4.2
Losas preesforzadas en dos direcciones	8.7.5.6
Sistema de viguetas en dos direcciones no preesforzadas	8.8.1.6
Vigas construidas en sitio	9.7.7
Sistema de viguetas en una dirección no preesforzadas	9.8.1.6
Nudos y conexiones prefabricadas	16.2.1.8

R4.10.2 *Requisitos mínimos de integridad estructural*

Los miembros estructurales y sus conexiones relacionados en esta sección solo incluyen los tipos de miembros que tienen requisitos explícitos de integridad estructural. No obstante, los requisitos de detallado de los otros tipos de miembros estructurales atienden la integridad estructural indirectamente.

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 20.5.1, 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.

4.12 – Requisitos para tipos específicos de construcción

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.

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.

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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

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.

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

R4.12.1.2 Para pautas sobre cómo incluir el efecto de las tolerancias, puede consultarse el *PCI Design Handbook* (PCI MNL 120).

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 miembros prefabricados debe establecerse por medio de análisis o ensayos.

R4.12.1.5 Las cargas concentradas y las cargas distribuidas linealmente pueden distribuirse entre los miembros siempre y cuando los miembros tengan suficiente rigidez torsional y en ese caso, el cortante puede transferirse a través de las juntas. Los miembros que sean rígidos torsionalmente, tales como losas alveolares o losas macizas, producen una mejor distribución de las cargas que los miembros flexibles torsionalmente, tales como vigas doble T con alas delgadas. La distribución de las cargas que realmente ocurre depende de muchos factores que se discuten en detalle en LaGue (1971), Johnson y Ghadiali (1972), Pfiefer y Nelson (1983), Stanton (1987, 1992), *PCI Manual for the Design of Hollow Core Slabs and Walls* (PCI MNL 126), Aswad y Jacques (1992), y el *PCI Design Handbook* (PCI MNL, 120). Las aberturas grandes pueden causar cambios significativos en la distribución de las fuerzas.

4.12.2 *Sistemas de concreto preesforzado*

R4.12.2 *Sistemas de concreto preesforzado*

4.12.2.1 El diseño de miembros y sistemas preesforzados 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 preesforzado se aplique por primera vez.

4.12.2.2 Deben tomarse medidas con respecto a los efectos sobre construcción adyacente producidos por deformaciones

El preesforzado, 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 preesforzados a menos que sea excluido de manera específica. Esta sección contiene requisitos específicos para los sistemas de concreto preesforzados. Otras secciones del Reglamento también presentan requisitos específicos como el recubrimiento de concreto requerido para

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

plásticas y elásticas, deflexiones, cambios de longitud y rotaciones debidas al preesforzado. También deben incluirse los efectos debidos 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 preesforzado.

4.12.2.4 Al calcular las propiedades de la sección antes de la adherencia del acero de preesforzado, 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 miembro. Para evaluar los efectos de las fuerzas de los tendones externos en la estructura de concreto se deben usar los requisitos 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 *Sistemas de concreto estructural simple*

4.12.4.1 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.

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

sistemas preesforzados.

Los efectos del flujo plástico y retracción pueden ser mayores en las estructuras de concreto preesforzado que en las de concreto no preesforzadas debido a las fuerzas de preesforzado y porque las estructuras preesforzadas 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 concreto no preesforzado. Estos movimientos pueden aumentar las pérdidas de preesfuerzo.

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, preesforzados o no preesforzados, 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 miembros.

R4.13 — Construcción e inspección

El Capítulo 26 ha sido organizado para recoger en una sola ubicación la información sobre diseño, requisitos de construcción a cumplir 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.

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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO **COMENTARIO**

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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

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.

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. El comentario del Apéndice C de ASCE/SEI 7 suministra cargas de viento al nivel de fuerzas de servicio W_a para revisiones de funcionamiento. No obstante, estas fuerzas no son apropiadas para diseño por el método de resistencia.

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.

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.

R5.2.2 En este Reglamento, las Categorías de Diseño Sísmico (CDS) fueron adoptadas directamente del ASCE/SEI 7. En el "International Building Code" (IBC 2018) y en el "National Fire Protection Association" (NFPA 5000 2012) 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" (ICBO 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" (NEHRP 1994).

En este Reglamento, los requisitos de diseño para resistencia sísmica están determinados por la CDS (SDC en su sigla en inglés) 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.

En ausencia de un reglamento general de construcción que defina los efectos sísmicos y la 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 5000. Los reglamentos modelo de construcción también especifican

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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 hasta 5.3.13.

Tabla 5.3.1 — Combinaciones de carga

Combinación de carga	Ecuación	Carga primaria
$U = 1.4D$	(5.3.1a)	D
$U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ o S o R})$	(5.3.1b)	L
$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ o S o R}) + (1.0L \text{ o } 0.5\text{W})$	(5.3.1c)	L_r o S o R
$U = 1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$	(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

COMENTARIO

factores de sobre resistencia, Ω_o, relacionados con el sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas utilizado y que se emplean en el diseño de ciertos elementos.

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, ACI 318-19; IBC del 2000, 2003, 2006, 2009, 2012,2015, 2018; NFPA 5000 del 2003, 2006, 2009,2012, 2015, 2018; ASCE 7-98, 7-02, 7-05, 7-10, 7-16; NEHRP 1997, 2000, 2003, 2009, 2015	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.

R5.3 — Combinaciones y factores y de carga

R5.3.1 La resistencia requerida U se expresa en términos de cargas mayorada. Las cargas mayoradas son las cargas especificadas en el reglamento general de construcción multiplicadas por los factores de carga apropiados. Si los efectos de las cargas, tales como fuerzas y momentos internos, están relacionados linealmente con las cargas, la resistencia requerida U puede expresarse en términos de los efectos de las cargas multiplicado por el factor de carga apropiado con el mismo resultado. Si los efectos de las cargas están relacionados con las cargas de forma no lineal, tal como los efectos P-delta en una estructura (Rogowsky and Wight 2010) las cargas se mayoran antes de determinar sus efectos. La práctica usual para diseño de cimentaciones se discute en R13.2.6.1. El análisis no lineal por medio de elementos finitos utilizando casos de cargas mayoradas se discute en R.6.9.3.

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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO **COMENTARIO**

durante la vida de la estructura. Por esta razón, a las cargas 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 para 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 más alta 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 de compresión y desarrollo de tracción, con o sin, un incremento del momento pueden producir una combinación critica 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 miembros 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. Los techos deben diseñarse con una pendiente o inclinación suficiente para asegurar un drenaje adecuado que resulte de cualquier deflexión a largo plazo del techo debido a las cargas muertas. Si la deflexión de los elementos del techo 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 de carga correspondiente es 1.0 (ASCE/SEI 7; BOCA 1999; SBC 1999; UBC (ICBO 1997); IBC 2018). En la ausencia de un reglamento general de construcción que determine los efectos del sismo al nivel de resistencia, se requeriría un factor de carga mayor para E. El efecto de las cargas E en los reglamentos de construcción modelo y las normas de referencia de diseño incluyen los efectos de los movimientos del terreno tanto horizontales como verticales (como E_h y E_v correspondientemente). El efecto de los movimientos verticales del terreno se aplica como una

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

adición o una substracción del efecto de carga muerta (D), y debe utilizarse en todos los elementos estructurales, ya sean parte del sistema de resistencia sísmica o no, a menos que explícitamente sean excluidos por el reglamento general de construcción.

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):

(a) Estacionamientos.
(b) Áreas ocupadas como lugares de reunión pública.
(c) En todas las áreas donde L sea mayor a 4.8 kN/m^2.

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 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 , defina las cargas de viento a nivel de servicio, debe utilizarse $\mathbf{1.6}W$ en vez de $\mathbf{1.0}W$ en las ecuaciones (5.3.1d) y (5.3.1f), y $\mathbf{0.8}W$ en vez del $\mathbf{0.5}W$ en la ecuación (5.3.1c).

R5.3.5 En ASCE/SEI 7-05 las fuerzas de viento están definidas para el nivel de diseño de servicio, y un factor de carga para viento de 1.6 es apropiado para ser utilizado en las ecuaciones (5.3.1d) y (5.3.1f) y un factor de carga de 0.8 es apropiado para ser utilizado en la ecuación (5.3.1c). ASCE/SEI 7-16 prescribe las fuerzas de viento al nivel de diseño por resistencia y por lo tanto el factor de carga para fuerzas de viento es la unidad (1.0). Las velocidades del viento de diseño para el nivel de resistencia se definen con base en tormentas con un intervalo medio de recurrencia de 300, 700 y 1700 años dependiendo de la categoría de riesgo de la estructura. Los factores de carga más altos en 5.3.5 son aplicables donde las fuerzas de viento se han definido al nivel de servicio correspondiendo a un intervalo promedio de recurrencia de 50 años para ser usado en diseño.

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).

R5.3.6 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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

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 $\boldsymbol{T}$.

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.

5.3.7 Cuando la carga de fluido $\boldsymbol{F}$ 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 $\boldsymbol{F}$ actúa solo o incremente los efectos de $\boldsymbol{D}$, se debe incluir con un factor de carga de 1.4 en la ecuación (5.3.1a);
(b) Cuando $\boldsymbol{F}$ 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 $\boldsymbol{F}$ 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 $\boldsymbol{F}$ no es permanente, pero cuando está presente contrarreste el efecto de la carga primaria, $\boldsymbol{F}$ no se debe incluir en las ecuaciones (5.3.1a) hasta (5.3.1g).

5.3.8 Cuando el empuje lateral del suelo, $\boldsymbol{H}$, 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 $\boldsymbol{H}$ actúe solo o incremente el efecto de otras cargas, debe incluirse con un factor de carga de 1.6.
(b) Cuando el efecto de $\boldsymbol{H}$ 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 $\boldsymbol{H}$ no es permanente, pero cuando está presente contrarresta el efecto de la carga primaria, no se debe incluir $\boldsymbol{H}$.

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 $\boldsymbol{H}$.

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.

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.

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.

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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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.

5.3.13 Los factores de carga para los efectos de preesforzado utilizados con el método de puntal tensor deben incluirse en las ecuaciones de combinación de carga de 5.3.1 de acuerdo con (a) o (b):

(a) Debe aplicarse un factor de carga de 1.2 a los efectos del preesfuerzo donde los efectos del preesfuerzo aumenten la fuerza neta en los puntales o tensores.
(b) Se debe aplicar un factor de carga de 0.9 a los efectos del preesforzado donde éstos reducen la fuerza neta en los puntales o los tensores.

COMENTARIO

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 refuerzo de preesforzado, pero no mayor a 96 por ciento de la resistencia nominal a tracción del refuerzo de preesforzado. Esto se compara bien con la máxima resistencia del anclaje, la cual es al menos 95 por ciento de la resistencia nominal a tracción del refuerzo de preesforzado.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO | COMENTARIO

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.

R6.1 — Alcance

Los requisitos de este capítulo aplican a los análisis utilizados para determinar los efectos de las cargas para diseño.

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 disposición 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 linealmente elástico. En el análisis se incluyen los efectos de secciones fisuradas y flujo plástico por medio del uso de rigideces efectivas.

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

La Sección 6.8 incluye requisitos para análisis inelástico.

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

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 lineal elástico de primer orden de 6.6.
(c) Análisis lineal elástico de segundo orden de 6.7.
(d) Análisis inelástico de 6.8.
(e) Análisis con elementos finitos de 6.9.

R6.2 — Generalidades

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 intersección de los

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

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.

Un análisis inelástico i) representa la respuesta no lineal de esfuerzos y deformaciones unitarias de los materiales que componen la estructura, ii) satisface la compatibilidad de deformaciones, y iii) satisface equilibrio en la configuración no deformada para análisis de primer orden o en la configuración deformada para análisis de segundo orden.

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

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 para losas no preesforzadas.
(b) Método del pórtico equivalente para losas no preesforzadas y preesforzadas.

R6.2.4.1 Las ediciones de 1971 hasta 2014 contenían requisitos para el uso del método de diseño directo y el método del pórtico equivalente. Estos métodos están bien fundamentados y están cubiertos en libros de texto disponibles. Estos requisitos para análisis de cargas gravitacionales de sistemas de losas en dos direcciones se han retirado del Reglamento debido a que se consideran que son solo dos de los varios métodos de análisis que se utilizan actualmente en diseño de losas en dos direcciones. El método de diseño directo y el método del pórtico equivalente del Reglamento de 2014 pueden, no obstante, ser utilizados todavía para el análisis de losas en dos direcciones para cargas gravitacionales.

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 12.4.2.

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 *Efectos de esbeltez*

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

(a) Para columnas no arriostradas contra desplazamientos laterales

$$\frac{k\ell_u}{r} \le 22 \qquad (6.2.5.1a)$$

(b) Para columnas arriostradas contra desplazamientos laterales

$$\frac{k\ell_u}{r} \le 34 + 12(M_1/M_2) \qquad (6.2.5.1b)$$

R6.2.5 *Efectos de esbeltez*

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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

y

$$\frac{k\ell_u}{r} \leq 40 \qquad (6.2.5.1c)$$

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.

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

(a) $r = \sqrt{\dfrac{I_g}{A_g}}$ (6.2.5.2)

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

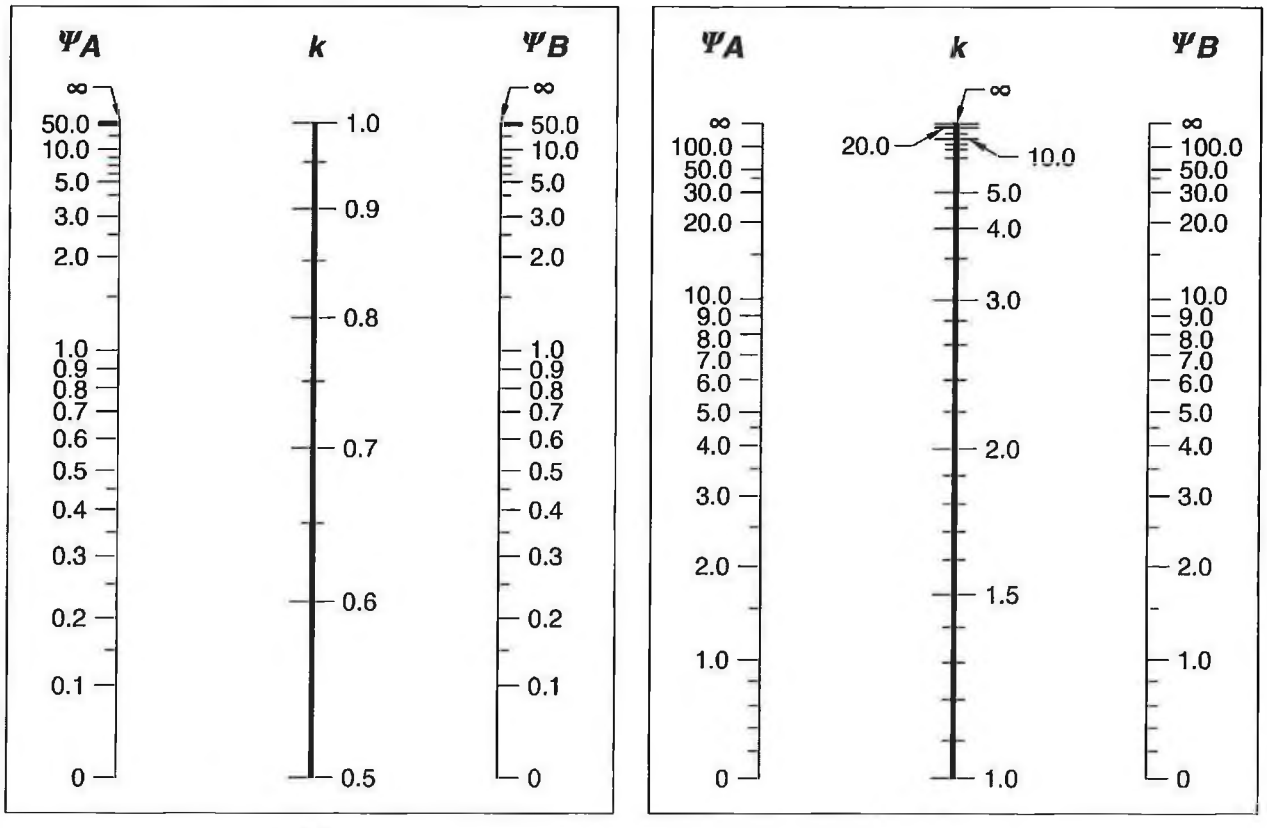
(c) 0.25 veces el diámetro de las columnas circulares.

COMENTARIO

La principal ayuda de diseño para estimar el factor de longitud efectiva k son los Ábacos de Alineamiento de Jackson y Moreland (Fig. R6.2.5.1) los cuales permiten la determinación gráfica de k para una columna de sección transversal constante en un pórtico de varios vanos (ACI SP-17(09); Column Research Council 1966).

Las ecuaciones (6.2.5.1b) y 6.2.5.1c) 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 (6.2.5.1b) y (6.2.5.1c).

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 estructurales o arriostramientos laterales. La 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.



(a)
Estructuras arriostradas contra desplazamiento lateral

(b)
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. R6.2.5.1** — Factor de longitud efectiva **k** .*

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

6.2.5.3 A menos que los efectos de esbeltez se desprecien de acuerdo con 6.2.5.1, 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

R6.2.5.3 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. R6.2.5.3 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO **COMENTARIO**

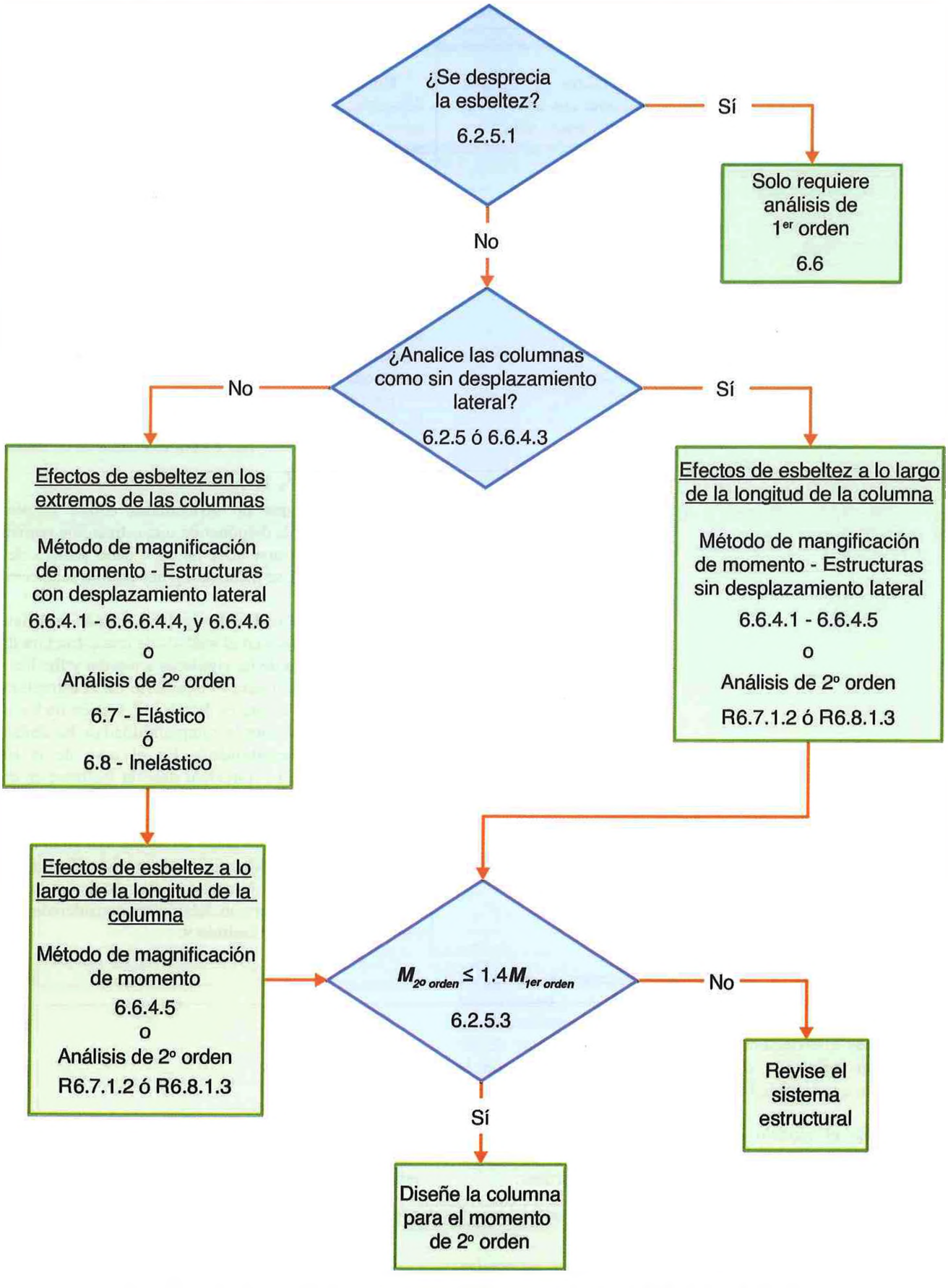


Fig. R6.2.5.3 — Diagrama de flujo para determinar los efectos de esbeltez en columnas.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

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 seleccionar con base en un conjunto de suposiciones razonables. Las suposiciones deben ser congruentes a través de cada análisis.

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

COMENTARIO

R6.3 — Suposiciones para definir el modelo

R6.3.1 *Generalidades*

R6.3.1.1 Pueden realizarse análisis separados con diferentes suposiciones de rigidez para diferentes objetivos; tales como comprobación de los criterios de funcionamiento y resistencia, o para evaluar las demandas en elementos donde las suposiciones de rigidez son críticas.

Idealmente, las rigideces del miembro E_cI 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 equilibrio, la rigidez torsional debería incluirse en el análisis. Es necesario, por ejemplo, considerar la rigidez torsional de las vigas de borde. En el caso de la torsión de compatibilidad, la rigidez a torsión usualmente no se incluye en el análisis. Esto se debe a que la rigidez fisurada a torsión de una viga es una fracción pequeña de la rigidez a flexión de los miembros que llega a la viga. La torsión debería ser considerada en el diseño como lo requiere el Capítulo 9.

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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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.

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 preesforzadas 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 preesforzadas, se permite usar la geometría establecida en 6.3.2.1 y 6.3.2.2.

COMENTARIO

alma de la viga. Esto se hizo para simplificar la Tabla 6.3.2.1 y tiene un impacto despreciable en los diseños.

R6.3.2.3 Los requisitos empíricos de 6.3.2.1 y 6.3.2.2 fueron desarrollados para vigas T no preesforzadas. En lo posible para vigas T preesforzadas, 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 preesforzados 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 techos, 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.

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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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 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 paneles 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.

6.5 — Método de análisis simplificado para vigas continuas no preesforzadas 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.

R6.5 — Método de análisis simplificado para vigas continuas no preesforzadas 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO **COMENTARIO**

Tabla 6.5.2 — Momentos aproximados para vigas continuas no preesforzadas y losas en una dirección

Momento	Ubicación	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 monolíticamente con viga dintel de apoyo	$w_u\ell_n^2/24$
		Miembros construidos monolíticamente con columna de 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 apoyos	Todas	$w_u\ell_n^2/11$
	Cara de todos los apoyos que cumplan (a) o (b)	(a) Losas con luces que no excedan de 3 m (b)Vigas en las cuales la relación entre la suma de las rigideces de las columnas y la rigidez de la viga exceda de 8 en cada extremo del vano	$w_u\ell_n^2/12$

[1] Para calcular los momentos negativos, ℓ_n debe ser el promedio de las luces de los vanos adyacentes.

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 preesforzadas y losas en una dirección

Ubicación	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 techo 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.

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 aportican con la columna y que actúan en el eje localizado en el centro de la columna.

6.6 — Análisis lineal elástico 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 6.2.5.1 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.

R6.6 — Análisis lineal elástico de primer orden

6.6.1 *Generalidades*

R6.6.1.1 Cuando se utiliza un análisis lineal elástico 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).

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

6.6.2 *Modelos para miembros y sistemas estructurales*

6.6.2.1 Los momentos en cualquier piso o techo 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 3 m, 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.

6.6.3 *Propiedades de las secciones*

6.6.3.1 *Análisis para cargas mayoradas*

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) ó 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.

COMENTARIO

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 aportican 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.

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 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_c puede calcularse de acuerdo con 19.2.2, el módulo de cortante puede tomarse como $0.4E_c$ y las áreas pueden tomarse como se prescriben en la Tabla 6.6.3.1.1(a).

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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

Tabla 6.6.3.1.1(a) — Momentos de inercia y áreas 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 para deformaciones axiales	Área de la sección transversal para deformaciones por cortante
Columnas		$0.70I_g$	$1.0A_g$	b_wh
Muros	No fisurados	$0.70I_g$		
	Fisurados	$0.35I_g$		
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	$0.35I_g$	$\left(0.8+25\frac{A_{st}}{A_g}\right)\left(1-\frac{M_u}{P_uh}-0.5\frac{P_u}{P_0}\right)I_g$	$0.875I_g$
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

6.6.3.1.2 Para el análisis de 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 efectiva de todos los miembros bajo las condiciones de carga.

COMENTARIO

suficientemente preciso tomar I_g para una viga T como $2I_g$ del alma, igual a $2\left(b_wh^3/12\right)$.

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 preesforzados. Para miembros preesforzados, 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 preesforzado 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.

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. Esta rigidez puede basarse en el valor secante de rigidez en el punto de fluencia del refuerzo, o el valor secante en un punto antes de

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

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.

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 substancialmente 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).

6.6.3.2 *Análisis para cargas de servicio*

R6.6.3.2 *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.

R6.6.3.2.2 Es necesarios realizar análisis de las deflexiones, vibraciones y periodos de la edificación a diversos niveles de cargas de servicio (no mayoradas) (Grossman 1987, 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 investigados. 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 $\mathbf{1.0/0.7 = 1.4}$ veces los momentos de inercia dados en 6.6.3.1, sin exceder I_g, para los análisis de cargas de servicio. Las consideraciones de funcionamiento para vibraciones se discuten en R24.1.

6.6.4 *Efectos de la esbeltez, método de magnificación de momentos*

R6.6.4 *Efectos de la esbeltez, método de magnificación de momentos*

6.6.4.1 A menos que se cumpla con 6.2.5.1, las columnas y pisos en una estructura deben designarse como parte de estructuras con desplazamiento lateral (no arriostradas) o sin desplazamiento lateral (arriostradas). El análisis de columnas en estructuras sin desplazamiento lateral (arriostradas) 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.

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 (arriostradas), las cuales 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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

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 riostra, está arriostrado si está ubicado en un piso en el cual los elementos de arriostramiento (muros estructurales, 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.

6.6.4.2 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.

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 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*

R6.6.4.4 *Propiedades de estabilidad*

6.6.4.4.1 El índice de estabilidad para un piso, Q, debe calcularse mediante:

$$Q = \frac{\Sigma P_u \Delta_0}{V_{us} \ell_c} \qquad (6.6.4.4.1)$$

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}.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

6.6.4.4.2 La carga crítica de pandeo, P_c, debe calcularse con:

$$P_c = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{(k\ell_u)^2} \qquad (6.6.4.4.2)$$

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, $(EI)_{eff}$ debe calcularse de acuerdo con (a), (b) o (c):

(a) $$(EI)_{eff} = \frac{0.4E_cI_g}{1+\beta_{dns}} \qquad (6.6.4.4.4a)$$

(b) $$(EI)_{eff} = \frac{(0.2E_cI_g + E_sI_{se})}{1+\beta_{dns}} \qquad (6.6.4.4.4b)$$

(c) $$(EI)_{eff} = \frac{E_cI}{1+\beta_{dns}} \qquad (6.6.4.4.4c)$$

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.

6.6.4.5 *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):

$$M_c = \delta M_2 \qquad (6.6.4.5.1)$$

COMENTARIO

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. La sección 6.6.4.4.4 puede 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. R6.2.5.1) pueden usarse para calcular los valores apropiados de k (ACI SP-17 (09); 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 (6.6.4.4.4b) 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 aproxima en diseño reduciendo la rigidez, $(EI)_{eff}$, usada para calcular P_c y por lo tanto δ, dividiendo el término EI a corto plazo del numerador de las ecuaciones (6.6.4.4.4a) hasta (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 $(EI)_{eff} = 0.25E_cI_g$.

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.

R6.6.4.5 *Método de magnificación de momentos: Estructuras sin desplazamiento lateral*

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

6.6.4.5.2 El factor de magnificación δ debe calcularse con:

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}} \geq 1.0 \qquad (6.6.4.5.2)$$

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

$$C_m = 0.6 - 0.4\frac{M_1}{M_2} \qquad (6.6.4.5.3a)$$

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

$$C_m = 1.0 \qquad (6.6.4.5.3b)$$

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.

$$M_{2,\min} = P_u(15 + 0.03h) \qquad (6.6.4.5.4)$$

Cuando $M_{2,\min}$ exceda 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).

COMENTARIO

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 está en o cerca de la mitad de la altura de la columna. Si el momento máximo se produce en uno de los extremos de la columna, el diseño debe basarse en un momento uniforme equivalente $C_m M_2$ el cual 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.

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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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) $M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s}$ (6.6.4.6.1a)

(b) $M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s}$ (6.6.4.6.1b)

6.6.4.6.2 El magnificador de momento δ_s debe ser calculado con (a), (b) o (c). Si el δ_s calculado excede 1.5, solo se permite (b) o (c).

(a) $\delta_s = \dfrac{1}{1-Q} \geq 1.0$ (6.6.4.6.2a)

(b) $\delta_s = \dfrac{1}{1-\dfrac{\Sigma P_u}{0.75\Sigma P_c}} \geq 1.0$ (6.6.4.6.2b)

(c) Análisis elástico de segundo orden

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 donde β_{ds} debe substituir a β_{dns}.

COMENTARIO

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) predice apropiadamente los momentos de segundo orden en estructuras no arriostradas mientras el valor de δ_s no exceda 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

(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 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.

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 aproxima 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.

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.

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 a 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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) $\varepsilon_t \geq 0.0075$ en la sección donde se reduce el momento.

6.6.5.2 En miembros preesforzados, los momentos incluyen aquellos debidos a las cargas mayoradas y los debidos a las reacciones inducidas por el preesforzado.

6.6.5.3 En la sección donde el momento se reduce, la redistribución no debe exceder al menor entre $1000\varepsilon_t$ 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 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

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 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 = 420 MPa como 550 MPa. Los estudios realizados por Cohn (1965) y Mattock (1959) respaldan esta conclusión e indican que la fisuración y la deflexión de vigas diseñadas utilizado 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.

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 lo contrario, para una viga con una capacidad rotacional inelástica dada, la cantidad en que puede variar el momento 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

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.

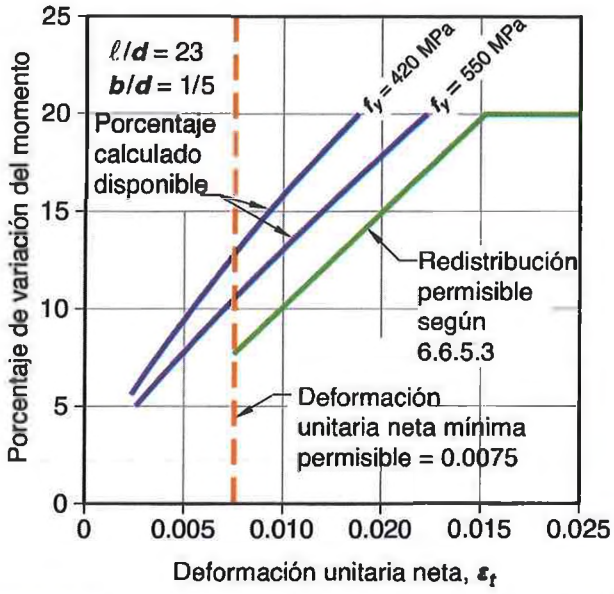


Fig. R6.6.5 — Redistribución permitida de momentos según la capacidad mínima de rotación.

6.7 — Análisis lineal elástico de segundo orden

6.7.1 *Generalidades*

6.7.1.1 Un análisis lineal 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.

R6.7 — Análisis lineal elástico de segundo orden

R6.7.1 *Generalidades*

Los análisis lineales 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 una rigidez efectiva EI Por lo contrario, el análisis lineal 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 deflexiones laterales 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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

reducción de rigidez. El factor de reducción de rigidez, ϕ_K, puede tomarse como 0.875. 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.

6.7.1.2 Se deben considerar los efectos de esbeltez a lo largo de la longitud de la columna. Se permite calcular estos efectos usando 6.6.4.5.

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.

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*

R6.7.2 *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*

R6.7.2.2 *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 definida en 6.6.3.1 o bien, usando un análisis más detallado, pero el valor no debe exceder I_g.

R6.7.2.2.2 Véase R6.6.3.2.2.

6.8 — Análisis inelástico

6.8.1 *Generalidades*

R6.8 — Análisis inelástico

R6.8.1 *Generalidades*

6.8.1.1 El análisis inelástico debe considerar la no linealidad del material. Un análisis inelástico de primer orden debe cumplir equilibrio en la configuración no deformada, Un análisis inelástico de segundo orden debe cumplir equilibrio en la configuración deformada.

R6.8.1.1 La no linealidad de los materiales puede ser afectada por múltiples factores incluyendo la duración de las cargas, retracción y flujo plástico.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

6.8.1.2 El procedimiento de análisis inelástico debe demostrar que lleva al cálculo de la resistencia y las deformaciones que esté sustancialmente de acuerdo con los resultados de los ensayos físicos de componentes, ensamblajes, o sistemas estructurales de concreto reforzado que muestren mecanismos de respuesta congruentes con los que se esperan en la estructura que se está diseñando.

COMENTARIO

R6.8.1.2 Una concordancia sustancial debería ser demostrada en puntos característicos de la respuesta reportada. Los puntos característicos que se seleccionen dependen del propósito del análisis, las cargas aplicadas, y la respuesta exhibida por el ensamblaje de componentes o el sistema estructural. Para análisis no lineales que sirvan de soporte de diseño bajo cargas de servicio, los puntos característicos representarán cargas y deformaciones menores a aquellas que correspondan a fluencia del refuerzo. Para análisis no lineales que sirvan de soporte para diseño o evaluación de la respuesta bajo cargas al nivel de diseño, los puntos característicos representarán cargas y deformaciones menores que las que correspondan a fluencia del refuerzo y también puntos que correspondan a fluencia del refuerzo y al inicio de la pérdida de resistencia. No hay necesidad de representar la pérdida de resistencia si las cargas de diseño no extienden la respuesta dentro del intervalo de pérdida de resistencia. Típicamente, los análisis inelásticos de apoyo al diseño deberían emplear las resistencias especificadas de los materiales y valores medios de otras propiedades de los materiales y rigideces de los componentes. El análisis no lineal de historia de la respuesta para verificar el diseño de estructuras de concreto sismo resistentes debería utilizar las resistencias esperadas de los materiales, las propiedades esperadas de los materiales y las rigideces esperadas de los componentes, como se especifica en A.6.2.

6.8.1.3 A menos que de acuerdo con 6.2.5 se permita despreciar los efectos de esbeltez, un análisis inelástico debe cumplir equilibrio en la configuración deformada. Se permite calcular los efectos de la esbeltez a lo largo de la longitud de la columna usando 6.6.4.5.

R6.8.1.3 Véase R6.7.1.2.

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 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 inelástico.

R6.8.1.5 La sección 6.6.5 permite la redistribución de momentos calculados utilizando análisis elástico para tener en cuenta la respuesta inelástica del sistema. Los momentos calculados por medio de análisis inelástico tienen en cuenta de forma explícita la respuesta inelástica, y por lo tanto no es apropiado realizar una redistribución de momentos adicional.

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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

Existen diversos 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 seleccionado 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.

6.9.3 Para análisis inelástico se debe realizar un análisis independiente para cada combinación de mayoración de carga.

R6.9.3 En un 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.

6.9.4 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO **COMENTARIO**

CAPÍTULO 7 — LOSAS EN UNA DIRECCIÓN

7.1 — Alcance

7.1.1 Este capítulo aplica al diseño de losas de concreto, no preesforzadas y preesforzadas, 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 preesforzadas.

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.

7.2 — Generalidades

7.2.1 En el diseño se deben considerar los efectos de las cargas concentradas, de las aberturas en las losas, y de los vacíos dentro de la losa.

R7.2 — Generalidades

R7.2.1 Las cargas concentradas y las aberturas en las losas inducen momentos y cortantes locales y pueden causar que algunas regiones de la losa tengan comportamiento en dos direcciones. La influencia de las aberturas en la losa o de vacíos dentro de la losa (por ejemplo, ductos) en la resistencia a flexión, cortante y deflexiones debe considerarse, incluyendo la evaluación de la posibilidad que se formen secciones críticas creadas por las aberturas y vacíos.

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 de materiales, diseño y detallado de elementos embebidos en el concreto deben cumplir con 20.6.

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 preesforzadas 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 de 7.3.2 para las deflexiones calculadas.

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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

Tabla 7.3.1.1 — Espesor mínimo de losas en una dirección macizas no preesforzadas

Condición de apoyo	h 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 = 420 MPa.

Para otros casos, el h mínimo debe modificarse de acuerdo con 7.3.1.1.1 hasta 7.3.1.1.3, según corresponda.

7.3.1.1.1 Para f_y distinto de 420 MPa, los valores de la Tabla 7.3.1.1 deben multiplicarse por $\left(0.4 + f_y/700\right)$.

7.3.1.1.2 Para losas no preesforzadas construidas con concreto liviano de densidad w_c dentro del intervalo de 1440 a 1840 kg/m^3, las relaciones de la Tabla 7.3.1.1 deben multiplicarse por el mayor entre (a) y (b):

(a) $1.65 - 0.0003\,w_c$

(b) **1.09**

7.3.1.1.3 En losas compuestas no preesforzadas, 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 afinado del piso puede incluirse en h siempre que se construya monolíticamente con la losa, o cuando el afinado 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 losas no preesforzadas que no cumplan con 7.3.1 y en losas preesforzadas, 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 losas compuestas no preesforzadas que cumplan 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 losas no preesforzadas*

7.3.3.1 Las losas no preesforzadas deben ser controladas por tracción, de acuerdo con la Tabla 21.2.2.

COMENTARIO

R7.3.2 *Límites para las deflexiones calculadas*

Los fundamentos para el cálculo de deflexiones en losas en una dirección son los mismos que los de vigas. Véase R9.3.2 para más información.

R7.3.3 *Límite para la deformación unitaria del refuerzo en losas no preesforzadas*

R7.3.3.1 Los fundamentos para el límite de la deformación unitaria en losas en una dirección son los mismos que los de vigas. Véase R9.3.3 para más información.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

7.3.4 *Límites para los esfuerzos en losas preesforzadas*

7.3.4.1 Las losas preesforzadas deben clasificarse como Clase U, T o C de acuerdo con 24.5.2.

7.3.4.2 En las losas preesforzadas, 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.

7.4 — Resistencia requerida

7.4.1 *Generalidades*

7.4.1.1 La resistencia requerida debe calcularse de acuerdo con las combinaciones de 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 losas preesforzadas, deben tenerse en cuenta los efectos de las reacciones inducidas por el preesfuerzo, de acuerdo con 5.3.11.

7.4.2 *Momento mayorado*

7.4.2.1 Para 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 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 losas no preesforzadas y a $h/2$ de la cara de apoyo para losas preesforzadas, 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 debe satisfacer $\phi S_n \geq U$, incluyendo (a) y (b). Debe tenerse en cuenta la interacción entre los efectos de las cargas.

(a) $\phi M_n \geq M_u$
(b) $\phi V_n \geq V_u$

COMENTARIO

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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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 losas preesforzadas, 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 losas 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 preesforzadas*

7.6.1.1 Debe colocarse un área mínima de refuerzo a flexión $A_{s,\min}$, de $0.0018A_g$.

7.6.2 *Refuerzo mínimo a flexión en losas preesforzadas*

7.6.2.1 Para losas con refuerzo preesforzado 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.

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.

COMENTARIO

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 preesforzadas*

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, aunque 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 preesforzadas*

Los requisitos para refuerzo mínimo a flexión en losas preesforzadas en una dirección son los mismos que para las vigas preesforzadas. Véase R9.6.2 para más información.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

7.6.2.3 En losas con tendones no adheridos, el área mínima de refuerzo corrugado adherido $A_{s,\min}$ debe ser:

$$A_{s,\min} \geq 0.004 A_{ct} \qquad (7.6.2.3)$$

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 losas alveolares prefabricadas y preesforzadas con $h > 315$ mm sin incluir el afinado de piso, debe colocarse $A_{v,\min}$ en todas las regiones donde $V_u > 0.5\phi V_{cw}$.

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 9.6.3.4.

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.

COMENTARIO

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 preesforzados (Becker and Buettner 1985; Anderson 1978) con $h \leq 315$ mm han mostrado resistencias a cortante mayores a las calculadas por medio de las ecuaciones (22.5.6.3.1a) y (22.5.6.3.2). Los resultados de ensayos de elementos alveolares con $h > 315$ mm han mostrado que la resistencia a cortante en el alma en las regiones del extremo de la luz puede ser menores que la resistencia calculada por medio de la ecuación (22.5.6.3.2). Por lo contrario, la resistencia a cortante por flexión en elementos alveolares de mayor altura iguala o excede la resistencia calculada mediante la ecuación (22.5.6.3.1a).

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.

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 si

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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.

COMENTARIO

mismos proveen un esfuerzo promedio de compresión de al menos 0.7 MPa 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 preesforzado. En la mayoría de los casos, el bajo nivel de preesforzado recomendado no debe causar dificultades en una estructura adecuadamente detallada. Cuando los efectos térmicos sean significativos, pueden requerirse cuidados especiales.

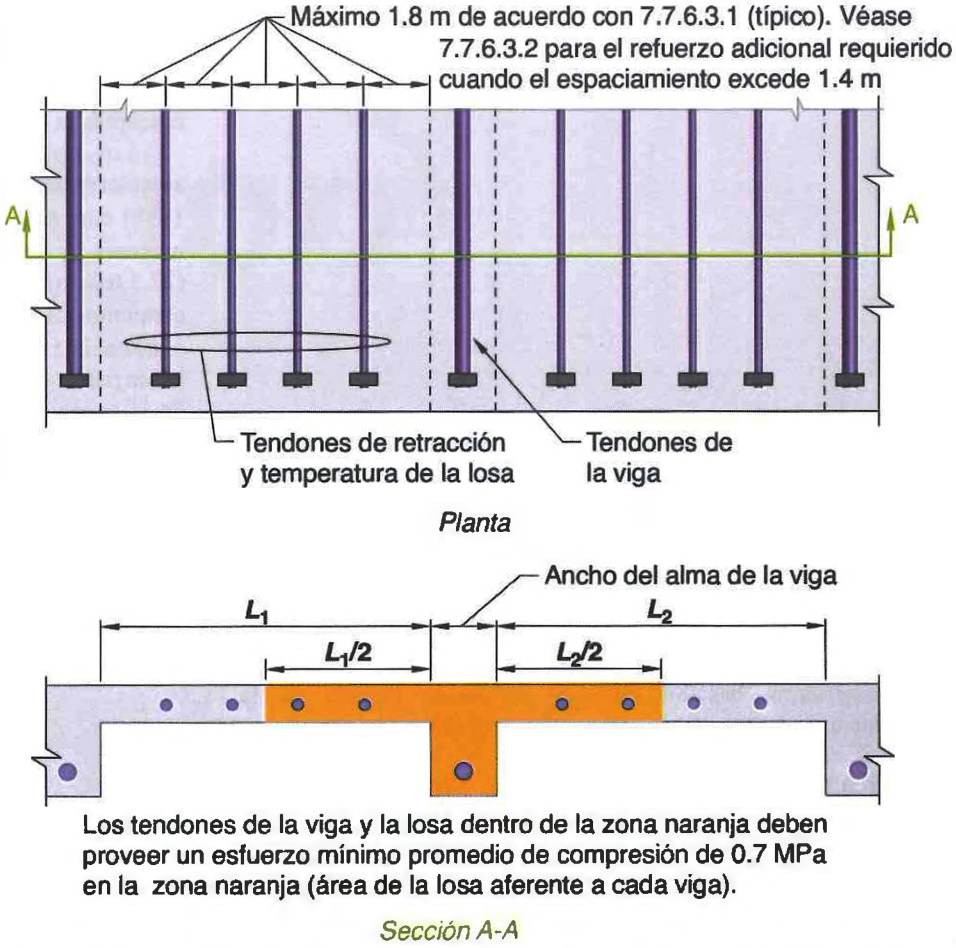


Fig. R7.6.4.2 — Sección a través de vigas construidas monolíticamente con la losa

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

7.7 — Detalles del refuerzo

7.7.1 *Generalidades*

7.7.1.1 El recubrimiento de concreto para el refuerzo debe cumplir con 20.5.1.

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.

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 preesforzadas y losas preesforzadas 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 Para losas no preesforzadas y losas preesforzadas Clases T y C con tendones no adheridos, el espaciamiento máximo s del refuerzo corrugado longitudinal debe ser el menor entre $3h$ y 450 mm.

7.7.2.4 El espaciamiento máximo, s, del refuerzo requerido en 7.5.2.3 debe ser el menor entre $5h$ y 450 mm.

7.7.3 *Refuerzo a flexión en losas no preesforzadas*

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 continúa 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):

COMENTARIO

R7.7 — Detalles del refuerzo

R7.7.2 *Espaciamiento del refuerzo*

R7.7.2.3 Las ediciones de ACI 318 anteriores a 2019 excluían los requisitos de 7.7.2.3 para concreto preesforzado. No obstante, las losas preesforzadas Clases T y C con tendones no adheridos dependen solamente del refuerzo corrugado para control de fisuración. Como consecuencia, los requisitos de 7.7.2.3 han sido extendidos para ser aplicables en losas preesforzadas Clases T y C con tendones no adheridos.

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 el espesor promedio.

R7.7.3 *Refuerzo a flexión en losas no preesforzadas*

Los requisitos para el desarrollo del refuerzo en losas en una dirección son similares a los de las vigas. Véase R9.7.3 para más información.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(a) $V_u \leq (2/3)\phi V_n$ en el punto de terminación del refuerzo.

(b) Para barras No. 36 y menores, cuando el refuerzo que continúa 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 $0.41 b_w s / f_{yt}$. El espaciamiento s no debe exceder $d/(8\beta_b)$.

7.7.3.6 El refuerzo a tracción debe estar adecuadamente anclado cuando el esfuerzo en el refuerzo no sea directamente proporcional al momento, como ocurre en losas inclinadas, con escalones o de sección variable, o donde el refuerzo a tracción no es paralelo a la cara en compresión.

7.7.3.7 En losas cuya luz no exceda 3 m, se permite que el refuerzo electrosoldado de alambre cuyo diámetro no exceda MW30 ó MD30, se curve 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 150 mm 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 sección. En un apoyo, ℓ_a es la longitud embebida más allá del centro del

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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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 losas preesforzadas*

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 para todo el intervalo de deflexiones previstas para el miembro.

7.7.4.2 Si se requiere refuerzo no preesforzado para cumplir con la resistencia a flexión, deben cumplirse los requisitos de detallado de 7.7.3.

7.7.4.3 *Terminación del refuerzo preesforzado*

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 preesforzado*

7.7.6.2.1 El espaciamiento del refuerzo corrugado de retracción y temperatura no debe exceder el menor de $5h$ y 450 mm.

COMENTARIO

R7.7.4 *Refuerzo a flexión en losas preesforzadas*

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*

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

7.7.6.3 *Refuerzo preesforzado*

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 tendón más cercano, no debe exceder 1.8 m.

7.7.6.3.2 Donde el espaciamiento entre los tendones de la losa excede 1.4 m 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 de 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.

COMENTARIO

R7.7.6.3 *Refuerzo preesforzado*

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.

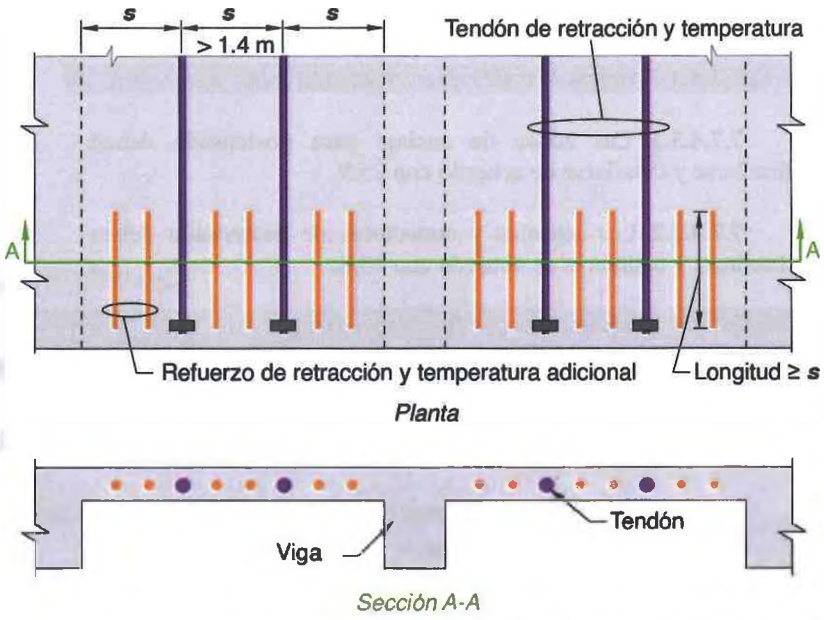


***Fig. R7.7.6.3.2** — Vista en planta del borde de la losa mostrando el refuerzo adicional de retracción y temperatura*

7.7.7 *Refuerzo de integridad estructural en losas en una dirección construidas en sitio*

7.7.7.1 Por lo menos un cuarto del refuerzo positivo máximo debe ser continuo como refuerzo longitudinal de integridad.

7.7.7.2 El refuerzo longitudinal de integridad en apoyos no continuos debe anclarse para desarrollar f_y en la cara del apoyo.

7.7.7.3 Si hay necesidad de empalmar el refuerzo de integridad continuo, el refuerzo se debe empalmar cerca a los apoyos. Los empalmes deben ser mecánicos o soldados de acuerdo con 25.5.7 o empalmes por traslapo Clase B de acuerdo con 25.5.2.

R7.7.7 *Refuerzo de integridad estructural en losas en una dirección construidas en sitio*

El refuerzo positivo de integridad estructural para losas en una dirección es similar al de vigas. En R9.7.7 se discute el refuerzo de integridad para vigas.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO COMENTARIO

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 preesforzadas y preesforzadas 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.

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 o el método del pórtico equivalente.

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, torsión y flexión, así como los efectos de rigidez reducida de los elementos debida a la fisuración y la geometría de los apoyos. 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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

base en el conocimiento de las cargas esperadas y en la confiabilidad de los esfuerzos y deformaciones calculados para la estructura.

El método de diseño directo y el método de pórtico equivalente están limitados en su aplicación a pórticos ortogonales sometidos solo a cargas gravitacionales.

8.2.2 Se deben considerar en el diseño los efectos de las cargas concentradas, de las aberturas de la losa y los vacíos de la losa.

R8.2.2 Véase R7.2.1.

8.2.3 Las losas preesforzadas con un esfuerzo efectivo promedio a compresión menor a 0.9 MPa deben diseñarse como losas no preesforzadas.

8.2.4 Los ábacos, en losas no preesforzadas, 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 una cuarta 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.

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)).

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 hacia abajo de la 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 20.6

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.

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 — Límites de diseño

8.3.1 *Espesor mínimo de la losa*

R8.3 — 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 espesores mínimos no son aplicables a losas

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

8.3.1.1 Para las losas no preesforzadas 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..... 125 mm
(b) Losas con ábacos como se definen en 8.2.4.... 100 mm

Para f_y que exceda 550 MPa los límites de deflexión calculada de 8.3.2 deben cumplirse suponiendo un módulo de ruptura reducido $f_r = 0.41\sqrt{f'_c}$.

Tabla 8.3.1.1 — Espesor mínimo de losas no preesforzadas en dos direcciones sin vigas interiores (mm) [1]

f_y MPa [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]	
280	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{40}$	$\frac{\ell_n}{40}$
420	$\frac{\ell_n}{30}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$
550	$\frac{\ell_n}{27}$	$\frac{\ell_n}{30}$	$\frac{\ell_n}{30}$	$\frac{\ell_n}{30}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$

[1] ℓ_n es la luz libre en la dirección larga, medida entre caras de los apoyos (mm).
[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. 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 preesforzadas 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.

COMENTARIO

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. El uso de refuerzo longitudinal con $f_y > 550$ MPa puede conducir a mayores deflexiones a largo plazo que en los casos con $f_y < 550$ MPa a menos que los esfuerzos de servicio asociados calculados para secciones fisuradas sean menores que 280 MPa. Debe realizarse un cálculo cuidadoso de las deflexiones.

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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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, mm		
$\alpha_{fm} \le 0.2$	Se aplica 8.3.1.1		(a)
$0.2 < \alpha_{fm} \le 2.0$	Mayor de:	$h = \dfrac{\ell_n\left(0.8 + \dfrac{f_y}{1400}\right)}{36 + 5\beta\left(\alpha_{fm} - 0.2\right)}$	(b) [1],[2]
		125	(c)
$\alpha_{fm} > 2.0$	Mayor de:	$h = \dfrac{\ell_n\left(0.8 + \dfrac{f_y}{1400}\right)}{36 + 9\beta}$	(d)
		90	(e)

[1] α_{fm} es el valor promedio de α_f para todas las vigas en el borde de un panel.

[2] ℓ_n corresponde a la luz libre en la dirección larga, medida cara a cara de las vigas (mm)

[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 $\alpha_f \ge 0.80$, 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 cumplan con 8.3.1.1 ó 8.3.1.2, no es necesario

COMENTARIO

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 techos. 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 se

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

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 preesforzadas*

8.3.3.1 Las losas no preesforzadas deben ser controladas por tracción de acuerdo con la Tabla 21.2.2.

8.3.4 *Límites de los esfuerzos en losas preesforzadas*

8.3.4.1 Las losas preesforzadas deben clasificarse como Clase U con $f_t \leq 0.50\sqrt{f'_c}$. Los esfuerzos en losas preesforzadas 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.

8.4.1.3 En losas 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

COMENTARIO

han construido los componentes, las disposiciones de 8.3.2.1 aplican y deben calcularse las deflexiones. Para elementos compuestos no preesforzados 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 afectiva.

R8.3.3 *Límite de la deformación unitaria del refuerzo en losas no preesforzadas*

R8.3.3.1 Los fundamentos para el límite de la deformación unitaria de losas en dos direcciones son los mismos que para vigas. En R9.3.3 se presenta información adicional.

R8.4 — Resistencia requerida

R8.4.1 *Generalidades*

R8.4.1.2 Para determinar los momentos en servicio, momentos mayorados, así como los cortantes en sistemas de losas preesforzadas se requiere el empleo de un análisis numérico y no enfoques simplificados tales como el método de diseño directo. El método de análisis del pórtico equivalente que se incluía en el la edición del Reglamento de 2014 es un método numérico que ha demostrado en ensayos de modelos estructurales de escala apreciable que predice satisfactoriamente los momentos y cortantes mayorados en sistemas de losas preesforzadas (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 permite la redistribución de momentos para losas preesforzadas de acuerdo con 6.6.5. El documento PTI DC20.8 da guías para el diseño de sistemas de losas de concreto preesforzadas.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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 losas construidas integralmente con sus apoyos, se permite calcular M_u en los apoyos en la cara del apoyo.

8.4.2.2 *Momento mayorado resistido por la columna*

8.4.2.2.1 Si las cargas gravitacionales, de viento, sismo u otras causan transferencia de momento entre la losa y la columna,

COMENTARIO

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.

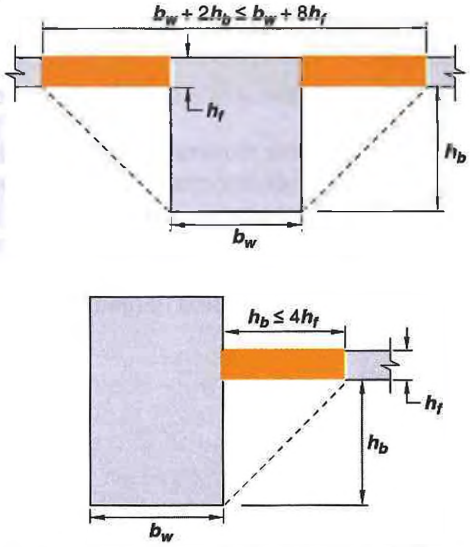


Fig. R8.4.1.8 — Ejemplos de la porción de losa que debe incluirse con la viga, según 8.4.1.8.

R8.4.2 *Momento mayorado*

R8.4.2.2 *Momento mayorado resistido por la columna*

R8.4.2.2.1 Esta sección es principalmente referente a los sistemas de losas sin vigas.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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 8.4.2.2.2 hasta 8.4.2.2.5.

8.4.2.2.2 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:

$$\gamma_f = \frac{1}{1+\left(\frac{2}{3}\right)\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \qquad (8.4.2.2.2)$$

8.4.2.2.3 El ancho efectivo de la losa b_{slab} para resistir $\gamma_f M_{sc}$ debe ser el ancho de la columna o capitel más una distancia a cada lado de acuerdo con la Tabla 8.4.2.2.3.

Tabla 8.4.2.2.3 — Límites dimensionales del ancho efectivo de la losa

	Distancia a cada lado de la columna o capitel	
Sin ábaco o descolgado de cortante	Menor de	$1.5h$ de la losa
		Distancia al borde de la losa
Con ábaco o descolgado de cortante	Menor de	$1.5h$ del ábaco o descolgado de cortante
		Distancia a borde del ábaco o descolgado de cortante más $1.5h$ de la losa

8.4.2.2.4 Para losas no preesforzadas, donde se satisfacen las limitaciones de v_{uv} y ε_t de la Tabla 8.4.2.2.4, se permite aumentar γ_f a los valores máximos modificados dados en la Tabla 8.4.2.2.4, donde v_c se calcula de acuerdo con 22.6.5.

Tabla 8.4.2.2.4 — Valores máximos modificados de γ_f para losas de dos direcciones no preesforzadas

Localización de la columna	Dirección de la luz	v_{uv}	ε_t (dentro de b_{slab})	γ_f máximo modificado
Columna de esquina	Cualquier dirección	$\le 0.5\phi v_c$	$\ge \varepsilon_{tv} + 0.003$	1.0
Columna de borde	Perpendicular al borde	$\le 0.75\phi v_c$	$\ge \varepsilon_{tv} + 0.003$	1-0
	Paralelo al borde	$\le 0.4\phi v_c$	$\ge \varepsilon_{tv} + 0.008$	$\frac{1.25}{1+\left(\frac{2}{3}\right)\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \le 1.0$
Columna interior	Cualquier dirección	$\le 0.4\phi v_c$	$\ge \varepsilon_{tv} + 0.008$	$\frac{1.25}{1+\left(\frac{2}{3}\right)\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \le 1.0$

COMENTARIO

R8.4.2.2.3 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.

R8.4.2.2.4 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 y 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.

En las columnas interiores 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

Cuando el cortante mayorado para una conexión losa-columna es grande, el nudo losa-columna no siempre puede desarrollar todo el refuerzo colocado en el ancho efectivo. Las modificaciones para conexiones losa-columna 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 $\varepsilon_{ty} + \mathbf{0.008}$ donde el valor de ε_{ty} se determina en 21.2.2. El uso de la ecuación (8.4.2.2.2), 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.

Antes del Reglamento de 2019, los límites de la deformación unitaria de ε_t dados en la Tabla 8.4.2.2.4 eran constantes con valores de 0.004 y 0.010. A partir del Reglamento de 2019, para tener en cuenta refuerzo no preesforzado con resistencias a la fluencia mayores, estos límites fueron substituidos por las expresiones $\varepsilon_{ty} + \mathbf{0.003}$ y $\varepsilon_{ty} + \mathbf{0.008}$, respectivamente. La primera expresión es la misma tal como se usaba para el límite en ε_t para la clasificación de miembros controlados por tracción en la Tabla 21.2.2; esta expresión se describe adicionalmente en el Comentario R21.2.2. La segunda expresión presenta un límite para ε_t con resistencia a la fluencia de 420 MPa que es aproximadamente el mismo valor de la antigua constante 0.010.

8.4.2.2.5 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 8.4.2.2.2 y 8.4.2.2.3.

8.4.2.2.6 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 preesforzadas y a una distancia $h/2$ medida desde la cara del apoyo en losas preesforzadas, 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(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.

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.

8.4.4.2 *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_{uv} 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 8.4.2.2.1.

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:

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f \qquad (8.4.4.2.2.)$$

8.4.4.2.3 El esfuerzo cortante mayorado resultante de $\gamma_v M_{sc}$ debe suponerse que varía linealmente alrededor del centroide de la sección crítica definida en 8.4.4.1.

COMENTARIO

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.

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 (8.4.2.2.2).

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 que tienen la misma área de sección transversal.

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_{uv} y el momento mayorado de la losa resistido por

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

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:

$$v_{u,AB} = v_{uv} - \frac{\gamma_v M_{sc} c_{AB}}{J_c}$$

o

$$v_{u,CD} = v_{uv} - \frac{\gamma_v M_{sc} c_{CD}}{J_c}$$

donde γ_v está dado por la ecuación (8.4.4.2.2).

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.

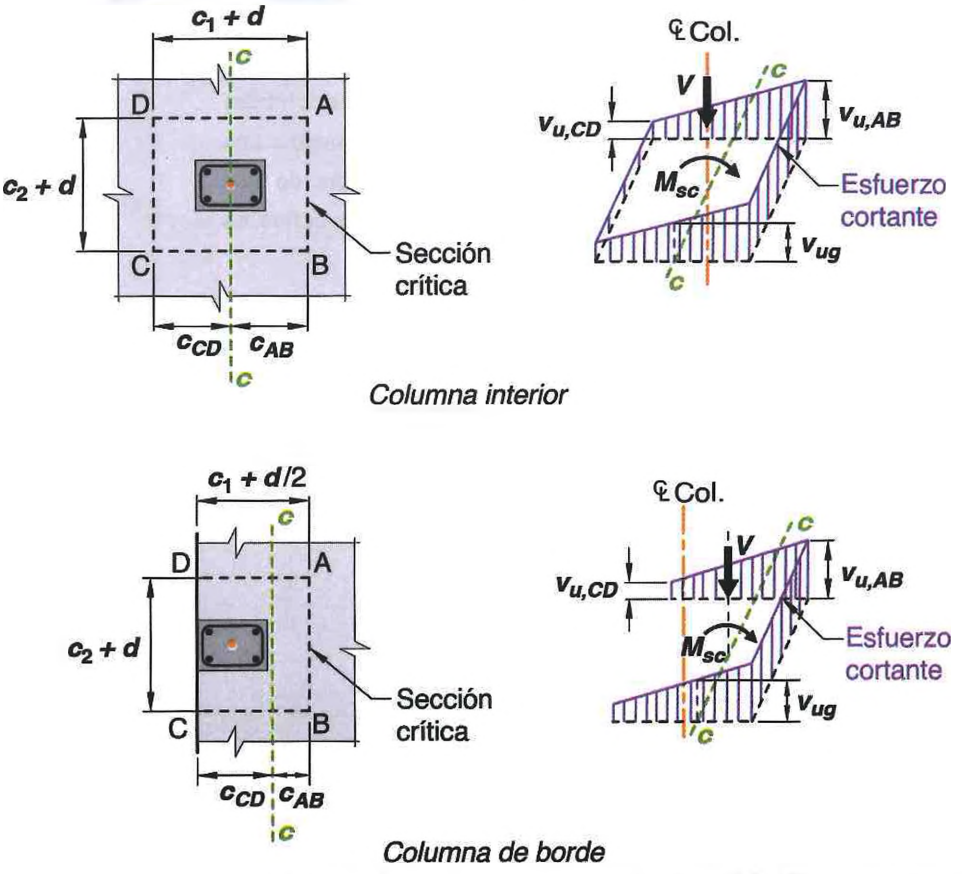


Fig. R8.4.4.2.3 — Distribución supuesta del esfuerzo cortante.

De acuerdo con 8.4.2.2, la fracción de M_{sc} no transferida por excentricidad de cortante debe transferirse por flexión. Un

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

método conservador asigna la fracción transmitida por flexión al ancho efectivo de losa definido en 8.4.2.2.3. 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 8.4.2.2 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.

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 8.4.2.2.3.
(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.

8.5.2 *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.

R8.5 — Resistencia de diseño

R8.5.1 *Generalidades*

R8.5.1.1 Véase R9.5.1.1.

R8.5.3 *Cortante*

R8.5.3.1 Es necesario diferenciar entre una losa larga y angosta que actúa como una viga, y una losa que actúa en dos direcciones en la cual la falla puede ocurrir por punzonamiento

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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 de la losa, 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.

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 a los lados de ésta.
(d) Cuando las aberturas están situadas una distancia menor a $4h$ de la periferia de una columna, de una carga concentrada o zona de reacción, se debe cumplir con 22.6.4.3.

COMENTARIO

en una superficie de cono truncado o pirámide alrededor de una carga concentrada o zona de reacción.

8.6 — Límites del refuerzo

8.6.1 *Refuerzo mínimo a flexión en losas no preesforzadas*

8.6.1.1 Se debe colocar un área mínima de refuerzo a flexión, $A_{s,\min}$ de $0.0018A_g$, o como se define en 8.6.1.2, cerca de la cara en tracción de la losa en la dirección de la luz bajo consideración.

R8.6 — Límites del refuerzo

R8.6.1 *Refuerzo mínimo a flexión en losas no preesforzadas*

R8.6.1.1 El área requerida de refuerzo corrugado o refuerzo 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

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 losas de transferencia, losas de podios y losas de fundaciones. Véase también R8.7.4.1.3.

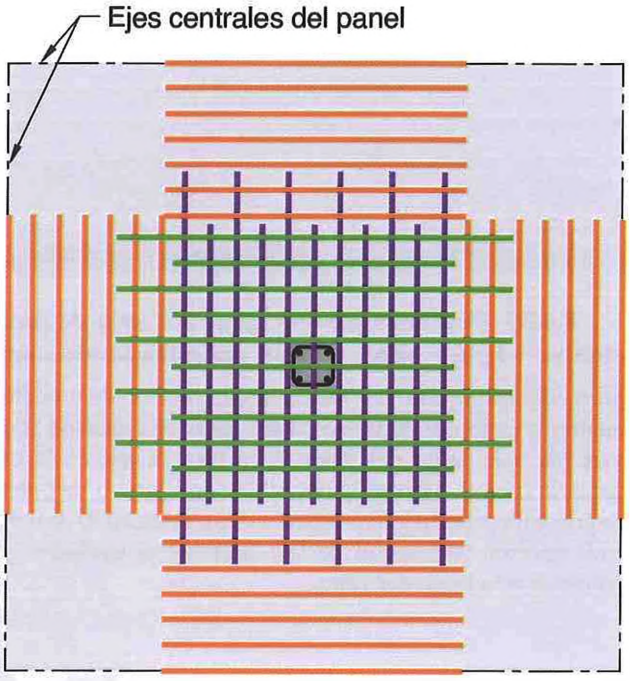


Fig. R8.6.1.1 *— Disposición del refuerzo mínimo cerca de la superficie superior de una losa en dos direcciones*

8.6.1.2 Si $v_{uv} > \phi 0.17\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$ en la sección crítica para cortante en dos direcciones alrededor de una columna, carga concentrada, o área de reacción, el $A_{s,\min}$ que se coloque en el ancho b_{slab} debe cumplir con la ecuación (8.6.1.2).

$$A_{s,\min} = \frac{5v_{uv}b_{slab}b_o}{\phi\alpha_s f_y} \qquad (8.6.1.2)$$

Donde b_{slab} es el ancho especificado en 8.4.2.3.3, α_s está dado en 22.6.5.3, ϕ es el valor para cortante y λ_s está dado en 22.5.5.1.3.

R8.6.1.2 Ensayos de conexiones interiores losa-columna con o sin refuerzo a cortante (Peiris and Ghali 2012, Hawkins and Ospina 2017, Widianto et al. 2009, Muttoni 2008, and Dam et al. 2017) han demostrado que la fluencia del refuerzo a tracción de flexión de la losa en la vecindad de la columna o área cargada lleva a un aumento de las rotaciones locales y a que se abra cualquier fisura inclinada existente dentro de la losa. En esos casos, el deslizamiento a lo largo de la fisura inclinada puede llevar a una falla por punzonamiento iniciada por flexión a una fuerza cortante menor que la que se calcula para cortante en dos direcciones con las ecuaciones de la Tabla 22.6.5.2 para losas sin refuerzo para cortante y menor que la resistencia calculada de acuerdo con 22.6.6.3 para losas con refuerzo a cortante.

Ensayos de losas con refuerzo a flexión menor que $A_{s,\min}$ han demostrado que el refuerzo a cortante no incrementa la resistencia a cortante por punzonamiento. No obstante, el refuerzo a cortante puede aumentar las rotaciones plásticas antes de que ocurra la falla por punzonamiento inducida por flexión (Peiris and Ghali 2012).

La fisuración inclinada se desarrolla dentro el espesor de la losa a un esfuerzo cortante de aproximadamente $0.17\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$. Para esfuerzos cortantes mayores, la posibilidad

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

de una falla por punzonamiento en la losa inducida por flexión aumenta si $A_{s,\min}$ no se cumple. $A_{s,\min}$ se desarrolló para una columna interior, de tal manera que la fuerza cortante mayorada en la sección crítica para cortante iguala la fuerza cortante asociada con fluencia local en las caras de la columna.

Para derivar la ecuación (8.6.1.2) la fuerza cortante asociada con fluencia local se tomó como $8A_{s,\min}f_y d/b_{slab}$ para una conexión de columna interior (Hawkins and Ospina 2017) y se generalizó como $(\alpha_s/5)A_{s,\min}f_y d/b_{slab}$ para tener en cuenta las condiciones de borde y esquina. Hay necesidad de colocar $A_{s,\min}$ también en la periferia de ábacos y descolgados de cortante.

En R22.5.5.1 y R22.6.5.2 se encuentran comentarios sobre el factor de efecto de tamaño.

8.6.2 *Refuerzo mínimo a flexión en losas preesforzadas*

8.6.2.1 Para losas preesforzadas, la fuerza de preesfuerzo efectiva $A_{ps}f_{se}$ debe proveer un esfuerzo de compresión promedio mínimo de 0.9 MPa sobre la sección de losa aferente al tendón o grupo de tendones. Para losas 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 preesfuerzo promedio mínimo efectivo de 0.9 MPa 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 losas preesforzadas*

R8.6.2.1 El preesfuerzo promedio mínimo efectivo de 0.9 MPa fue utilizado en ensayos sobre paneles en dos direcciones a comienzos de la década de 1970 para prevenir fallas a cortante por punzonamiento en losas poco reforzadas. Por esta razón, el preesfuerzo 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 preesfuerzo mínimo efectivo de 0.9 MPa 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_{pc} 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 losas con refuerzo preesforzado 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.

8.6.2.2.1 En losas 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.

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 refuerzo de preesfuerzo, y una falla abrupta a flexión inmediatamente después de la fisuración, no ocurren cuando el refuerzo de preesfuerzo no está adherido (ACI 423.3R); por lo tanto, este requisito no aplica a miembros con tendones no adheridos.

8.6.2.3 En losas preesforzadas, se debe colocar un área mínima de refuerzo longitudinal corrugado adherido, $A_{s,\min}$ en

R8.6.2.3 El Reglamento requiere que se coloque algún refuerzo adherido en losas preesforzadas 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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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 losas en dos direcciones con tendones adheridos y no adheridos

Zona	f_t calculado después de considerar todas las pérdidas, MPa	$A_{s,\min}$, mm²	
Momento positivo	$f_t \le 0.17\sqrt{f'_c}$	No se requiere	(a)
	$0.17\sqrt{f'_c} < f_t \le 0.5\sqrt{f'_c}$	$\dfrac{N_c}{0.5 f_y}$	(b)[1], [2]
Momento negativo en la columna	$f_t \le 0.5\sqrt{f'_c}$	$0.00075 A_{cf}$	(c)[2]

[1] El valor de f_y no debe exceder 420 MPa.

[2] Para losas con tendones adheridos, se puede reducir $A_{s,\min}$ en una cantidad igual al área de refuerzo preesforzado 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

y, para losas 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 losas 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 losas 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 en zonas de momentos positivo sin refuerzo adherido donde $f_t \le 0.17\sqrt{f'_c}$. En zonas de momento positivo, donde $0.17\sqrt{f'_c} \le f_t \le 0.5\sqrt{f'_c}$, 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 losas 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 losas 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 refuerzo o de la resistencia a la fluencia de diseño. Para tener en cuenta vanos aferentes adyacentes diferentes, la ecuación se incluye con base en franjas losa-viga como se definen en 2.3. Para paneles de losa rectangulares, esta ecuación es conservadora por estar basada en la mayor sección transversal de dos franjas losa-viga 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 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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

Smith and Burns (1974), Burns and Hemakom (1977), Hawkins (1981), PTI TAB.1, and Foutch et al. (1990).

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 20.5.1.

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 450 mm en las secciones críticas, y el menor entre $3h$ y 450 mm en las otras secciones.

8.7.2.3 Para losas 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 1.5 m.

8.7.2.4 Se deben considerar las cargas concentradas y las aberturas en las losas al determinar el espaciamiento de los tendones.

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

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.

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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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.

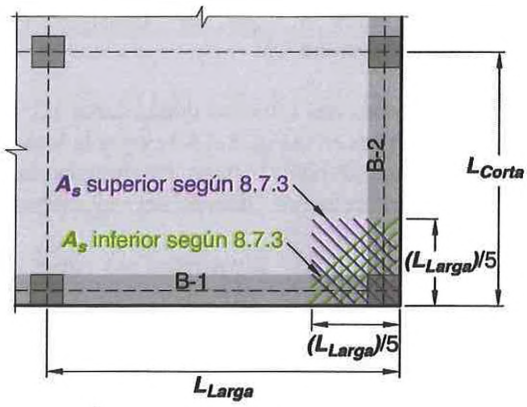
8.7.3.1.1 Debe suponerse que el momento mayorado debido a los efectos de esquina, M_u, actúa alrededor de un eje perpendicular a la diagonal que parte de la esquina en la parte superior, y alrededor de un eje paralelo a la diagonal que parte de la esquina en la parte inferior de la losa.

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.

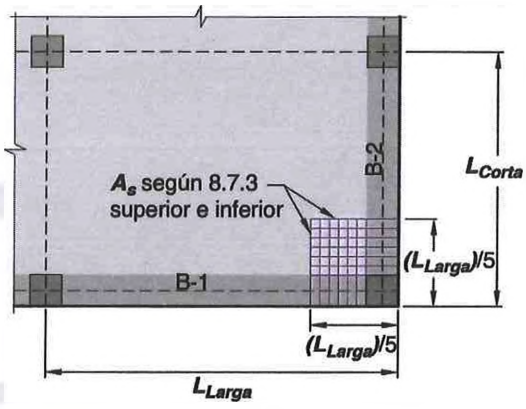
8.7.3.1.3 El refuerzo debe colocarse paralelamente a la diagonal en la parte superior de la losa, y perpendicularmente a la diagonal en la parte inferior de la losa. Alternativamente, el refuerzo debe colocarse en dos capas paralelas a los bordes de la losa tanto en la parte superior como en la parte inferior de la losa.

COMENTARIO

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.



OPCIÓN 1



OPCIÓN 2

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 preesforzadas*

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 150 mm en las vigas dintel, 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.

R8.7.4 *Refuerzo para flexión en losas no preesforzadas*

R8.7.4.1 *Terminación del refuerzo*

R8.7.4.1.1 y R.8.7.4.1.2 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. Estos requisitos prevén condiciones desconocidas que pueden ocurrir normalmente en una estructura.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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, 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, debe basarse en la luz mayor.
(c) Se permiten barras dobladas únicamente cuando la relación entre la altura y la luz permita el uso de dobleces de 45 grados o menos.

COMENTARIO

R.8.7.4.1.3 Las longitudes y extensiones mínimas del refuerzo expresadas como una fracción de la luz libre en la Fig. 8.7.4.1.3 se desarrollaron para losas de dimensiones normales que resisten cargas gravitacionales. Estas longitudes y extensiones mínimas pueden ser insuficientes para interceptar fisuras potenciales de cortante por punzonamiento en losas en dos direcciones gruesas como pueden ser las losas de transferencia, losas de podios, y losas de fundaciones. Por esta razón, el Reglamento requiere extensiones de por lo menos la mitad de las barras superiores de la franja de columna de por lo menos $5d$. Para losas con ábacos, d es el espesor efectivo dentro del ábaco. En estas losas gruesas en dos direcciones es deseable colocar refuerzo continuo en cada dirección cerca de ambas caras para mejorar la integridad estructural, control de la fisuración y reducir las deflexiones por flujo plástico.

Tal como se ilustra en la Fig. R8.7.4.1.3, 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, en losas gruesas si este refuerzo no se extiende al menos $5d$ más allá de la cara del apoyo. El requisito de la extensión de $5d$ gobierna cuando ℓ_n/h es menor de aproximadamente 15. Para los momentos resultantes de la combinación de cargas laterales y gravitacionales, estas longitudes y extensiones mínimas pueden resultar insuficientes.

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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO **COMENTARIO**

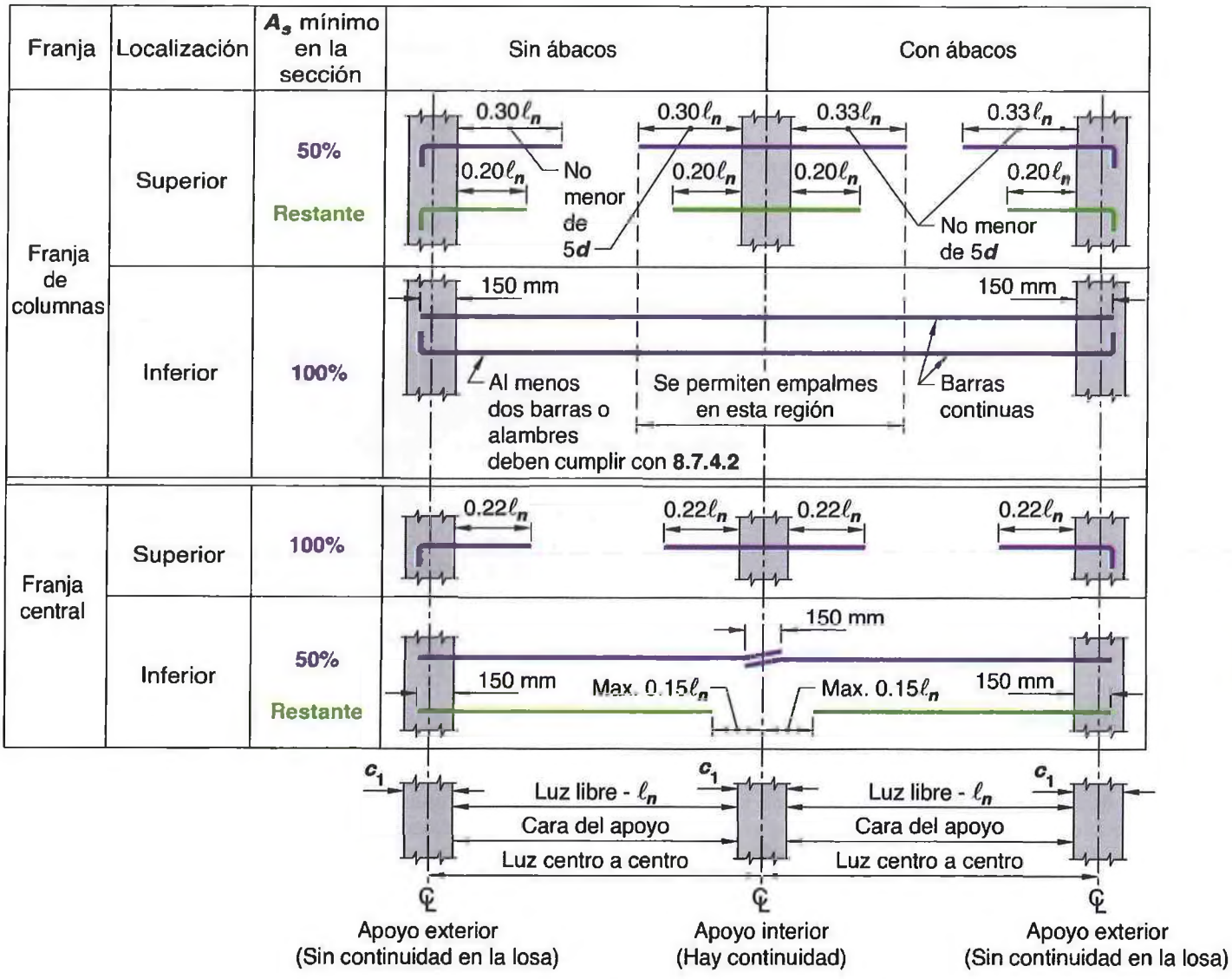


Fig. 8.7.4.1.3 — Extensiones mínimas del refuerzo corrugado en losas en dos direcciones sin vigas

REGLAMENTO **COMENTARIO**

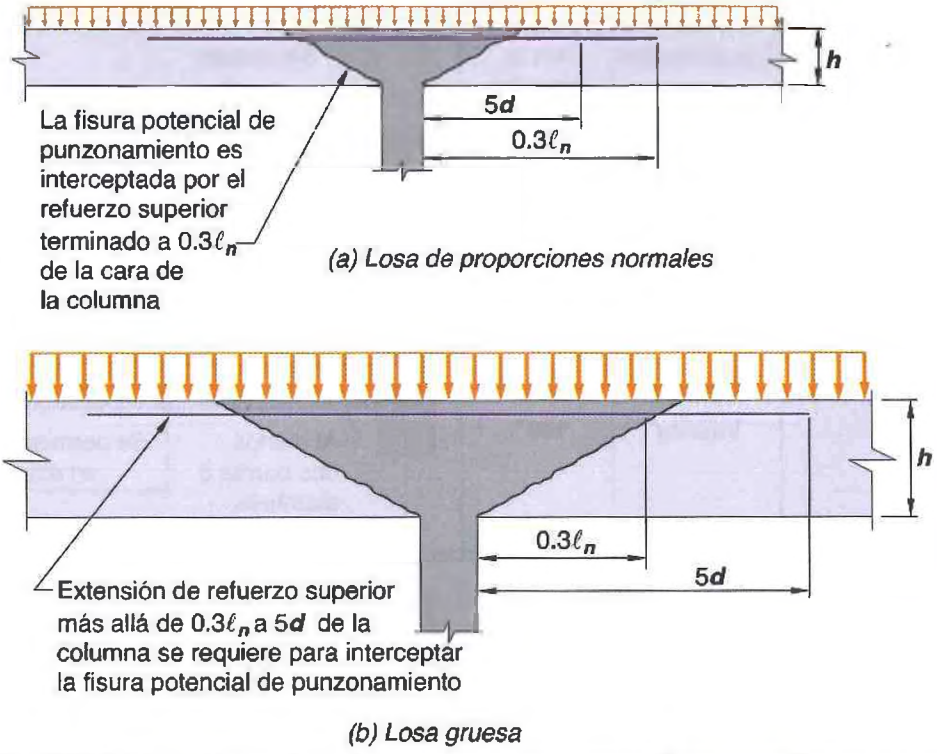


Fig. R8.7.4.1.3 — Fisuras de cortante por punzonamiento en losas normales y gruesas

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 o soldados de acuerdo con 25.5.7 o empalmes a tracción Clase B de acuerdo con 25.5.2. Los empalmes deben ubicarse como lo muestra la Fig. 8.7.4.1.3.

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.

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.

8.7.5 *Refuerzo a flexión en losas preesforzadas*

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 anticipadas del miembro.

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.

R8.7.5 *Refuerzo a flexión en losas preesforzadas*

R8.7.5.2 El refuerzo adherido debe estar adecuadamente anclado para que desarrolle la resistencia requerida para resistir 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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) hasta (c):

(a) El refuerzo debe distribuirse entre líneas que están **1.5*h*** afuera de las caras opuestas de la columna de apoyo.
(b) Deben colocarse por lo menos cuatro barras corrugadas, alambres corrugados o torones adheridos en cada dirección.
(c) El espaciamiento máximo s entre refuerzo longitudinal adherido no debe exceder 300 mm.

8.7.5.4 *Terminación del refuerzo preesforzado*

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 cumplir con (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 12.7 mm de diámetro o más sobre las columnas, en cada dirección de acuerdo con (a) o (b).

(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.

COMENTARIO

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 que no se requiere 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 preesfuerzo 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 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 practico usar los criterios de 8.7.5.6.3.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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). El valor de f_y debe estar limitado a un máximo de 550 MPa:

(a) $$A_s = \frac{0.37\sqrt{f'_c}c_2 d}{f_y} \qquad (8.7.5.6.3.1a)$$

(b) $$A_s = \frac{2.1c_2 d}{f_y} \qquad (8.7.5.6.3.1b)$$

donde c_2 se mide en las caras 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 cara de la columna o descolgado para cortante.

COMENTARIO

R8.7.5.6.3 En algunas losas preesforzadas, las restricciones al tendido de tendones hacen 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).

8.7.6 *Refuerzo de cortante – Estribos*

8.7.6.1 Se permiten como refuerzo a cortante estribos de una rama, estribos en U simples y múltiples y estribos cerrados.

8.7.6.2 El anclaje y geometría de los estribos deben cumplir con 25.7.1.

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, mm
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	$2d$

R8.7.6 *Refuerzo de cortante – Estribos*

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 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 250 mm. 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).

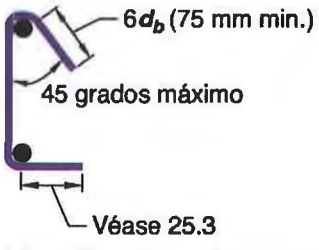
En una conexión losa-columna en la cual la transferencia de momento sea despreciable, el refuerzo para cortante debe ser simétrico alrededor del centroide de la sección crítica (Fig.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

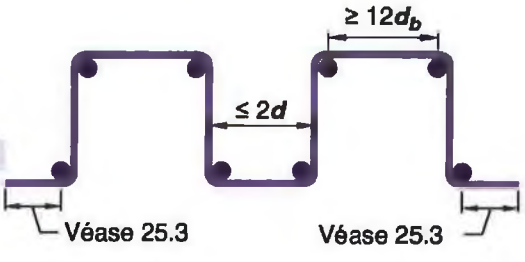
REGLAMENTO **COMENTARIO**

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.



(a) estribo o barra de una rama



(b) estribo o barra de múltiples ramas

(c) estribos cerrados

Fig. R8.7.6(a)-(c) *— Estribos de una o varias ramas para refuerzo de cortante en losas*

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO **COMENTARIO**

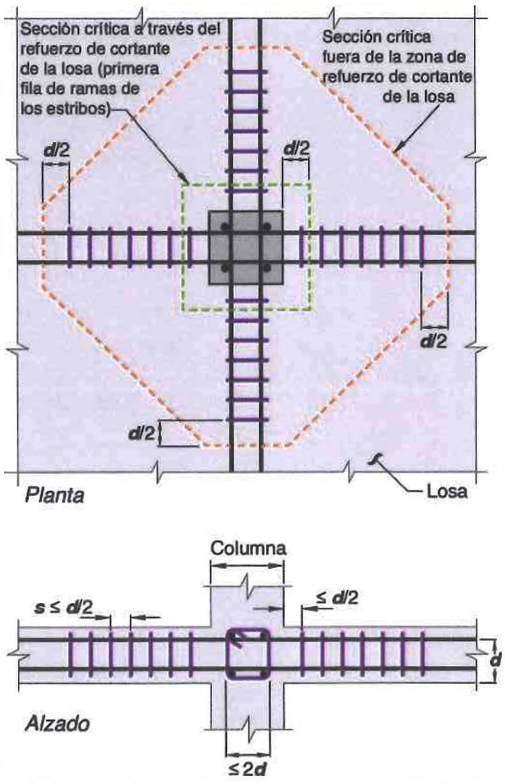


Fig. R8.7.6(d) — Disposición de estribos de cortante, columna interior

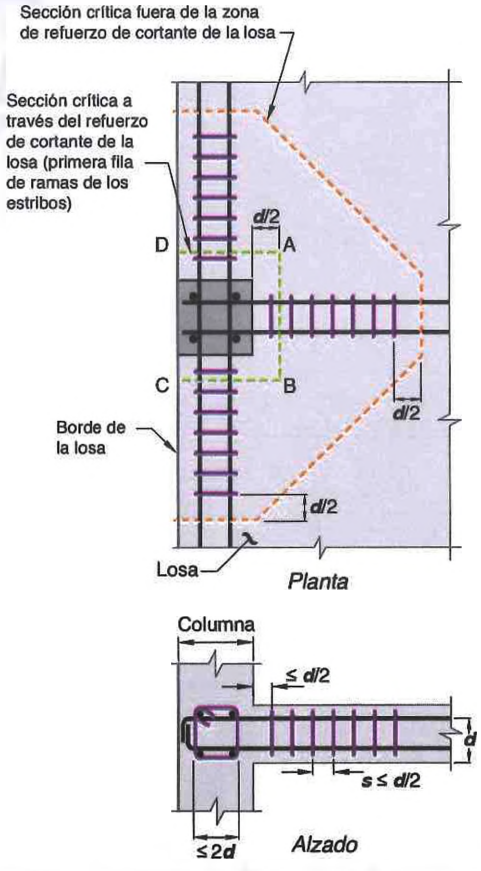


Fig. R8.7.6(e) — Disposición de estribos de cortante, columna de borde

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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.

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, mm
Perpendicular a la cara de la columna	Distancia entre la cara de la columna y la primera línea periférica de pernos con cabeza	Todas		$d/2$
	Espaciamiento constante entre las líneas periféricas de los pernos con cabeza	Losas no preesforzadas con	$v_u \le \phi 0.5\sqrt{f'_c}$	$3d/4$
		Losas no preesforzadas con	$v_u > \phi 0.5\sqrt{f'_c}$	$d/2$
		Losas preesforzadas que cumplen con 22.6.5.4		$3d/4$
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		$2d$

COMENTARIO

R8.7.7 *Refuerzo de cortante – Pernos con cabeza*

Usar ensamblajes para pernos con cabeza como refuerzo de cortante en losas 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.20.5.1.3.5.

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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO **COMENTARIO**

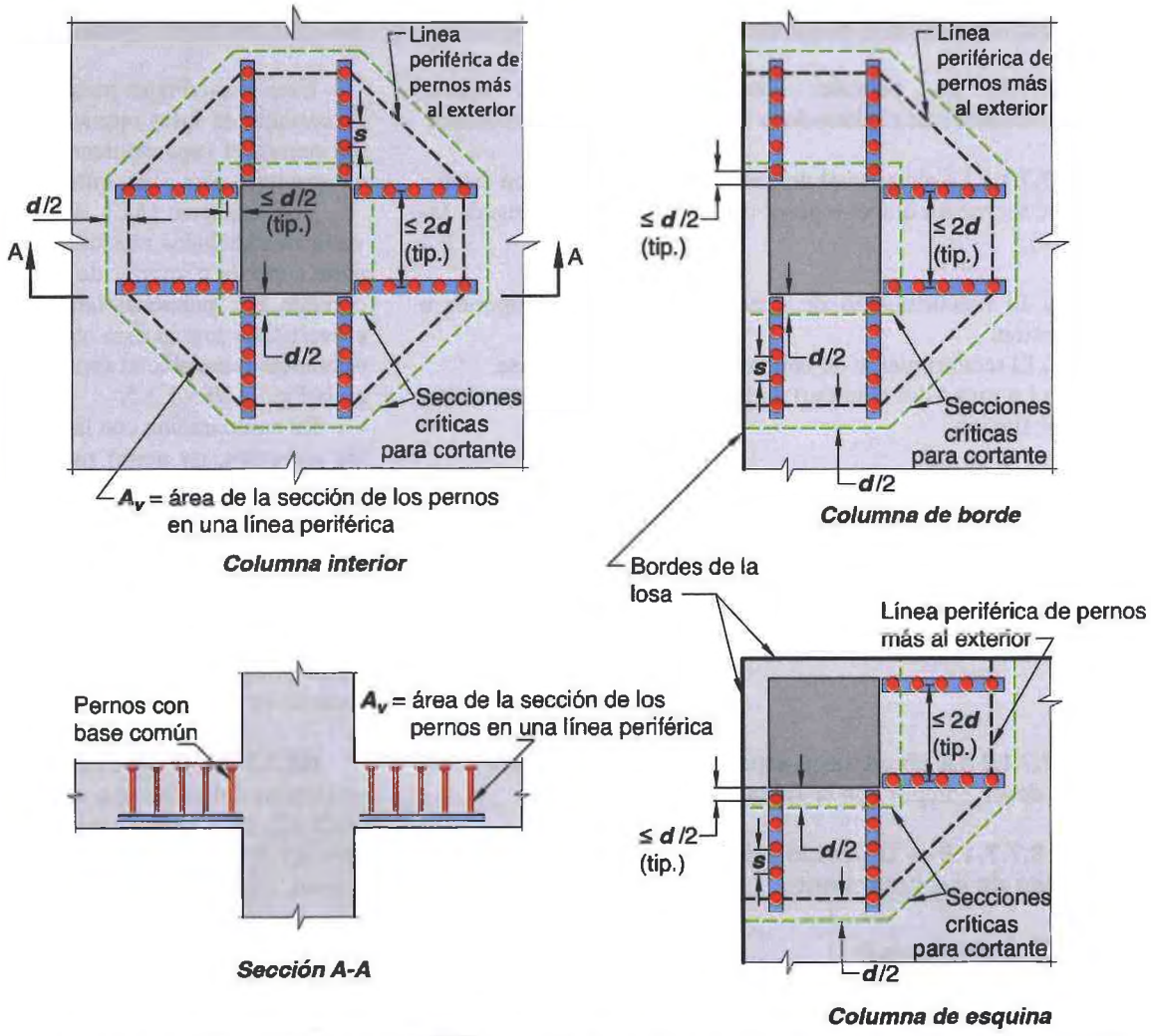


Fig. R8.7.7 — Secciones críticas y disposiciones típicas de pernos con cabeza para refuerzo de cortante.

8.8 — Sistema reticular de viguetas en dos direcciones no preesforzadas

8.8.1 *Generalidades*

8.8.1.1 La construcción reticular de viguetas no preesforzadas 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 100 mm 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 750 mm.

R8.8 — Sistema reticular de viguetas en dos direcciones no preesforzadas

8.8.1 *Generalidades*

Las limitaciones empíricas de tamaño y de espaciamiento para la construcción reticular con viguetas en dos direcciones no preesforzadas se basan en el comportamiento satisfactorio observado en el pasado usando encofrados estándar para este tipo de construcción. Para construcción preesforzada 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 permiten mayores resistencias al cortante y un recubrimiento de concreto menor para el refuerzo en estos miembros repetitivos relativamente pequeños.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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 40 mm.

8.8.2.1.2 Se permite 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 de los aligeramientos debe incluirse en los cálculos de resistencia.

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 50 mm.

8.9 — Construcción de losas izadas

8.9.1 En losas construidas con el método de losas 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 requiere 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 o soldados de acuerdo con 25.5.7 o con empalmes por traslapo Clase B a tracción de acuerdo con 25.5.2. En las columnas exteriores, el refuerzo debe anclarse en los collares de izado.

COMENTARIO

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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO **COMENTARIO**

NOTAS:

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO **COMENTARIO**

CAPÍTULO 9 — VIGAS

9.1 — Alcance

9.1.1 Este Capítulo debe aplicarse al diseño de vigas no preesforzadas y preesforzadas, 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.

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.

9.2 — 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 20.6.

9.2.2 *Conexión a otros miembros*

9.2.2.1 Para el concreto construido en obra, los nudos viga-columna 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.

R9.2 — Generalidades

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 preesforzadas, debe considerarse la posibilidad de pandeo de almas y alas delgadas. Si hay contacto intermitente entre el refuerzo preesforzado y un ducto de mayor tamaño del necesario, debe considerarse la posibilidad de que ocurra pandeo del miembro entre puntos de contacto.

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 refuerzo de preesforzado está intermitentemente en contacto con un ducto de mayor tamaño del necesario, el elemento puede deflectarse lateralmente debido a las fuerzas axiales del preesforzado, ya que el elemento puede deflectarse lateralmente mientras que el refuerzo preesforzado no lo hace. Si el refuerzo de preesforzado está en contacto continuo con el miembro que está siendo preesforzado, o si es parte de un tendón no adherido en

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

el cual el tamaño de la envoltura no es mucho mayor que el refuerzo preesforzado, no es posible que la fuerza de preesfuerzo haga fallar el miembro por pandeo.

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.

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. R9.2.4.4 muestra dos ejemplos de la porción de losa que debe ser considerada en el diseño a torsión.

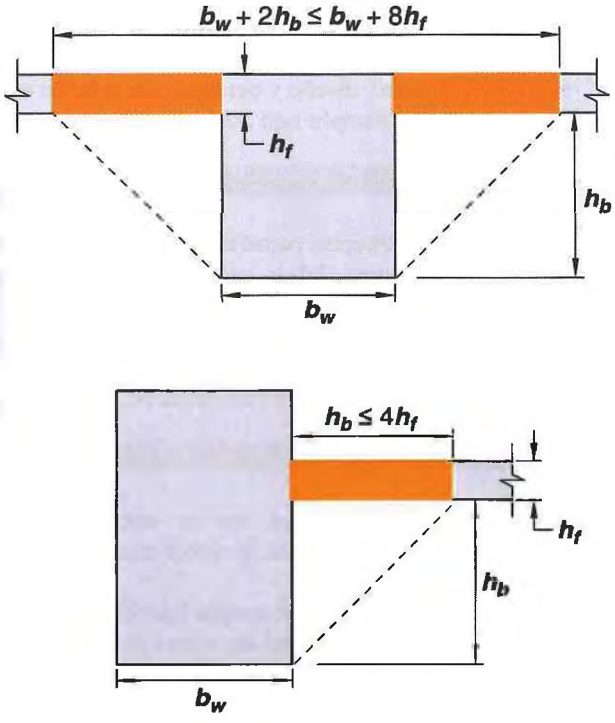


Fig. R9.2.4.4 — Ejemplos de la porción de losa que debe incluirse en el diseño para torsión.

9.3 — Límites de diseño

9.3.1 *Altura mínima de la viga*

9.3.1.1 Para las vigas no preesforzadas 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.

R9.3 — Límites de diseño

R9.3.1 *Altura mínima de la viga*

R9.3.1.1 Para la aplicación de estos requisitos a vigas de concreto compuestas véase R9.3.2.2.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

Tabla 9.3.1.1 — Altura mínima de vigas no preesforzadas

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 = 420 MPa.

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 420 MPa, los valores de la Tabla 9.3.1.1 deben multiplicarse por $\left(0.4+\frac{f_y}{700}\right)$.

9.3.1.1.2 Para vigas no preesforzadas construidas con concreto liviano con densidad w_c dentro del intervalo entre 1440 y 1840 kg/m^3, los valores de la Tabla 9.3.1.1 deben multiplicarse por el mayor entre (a) y (b):

(a) $1.65-0.0003w_c$

(b) **1.09**

9.3.1.1.3 Para vigas compuestas no preesforzadas 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 preesforzadas que no cumplen con 9.3.1 y para vigas preesforzadas, 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 preesforzadas 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.

COMENTARIO

R9.3.1.1.1 La modificación para f_y es aproximada, no obstante, debe conducir a resultados conservadores para las cuantías típicas de refuerzo para valores de f_y entre 280 y 690 MPa.

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 1840 kg/m^3 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 preesforzadas 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

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.

9.3.3 *Límite de la deformación unitaria del refuerzo en vigas no preesforzadas*

9.3.3.1 Las vigas no preesforzadas, con $P_u \leq 0.10 f'_c A_g$, deben ser controladas por tracción de acuerdo con la Tabla 21.2.2.

R9.3.3 *Límite de la deformación unitaria del refuerzo en vigas no preesforzadas*

R9.3.3.1 El efecto de esta limitación es restringir la cuantía de refuerzo en vigas no preesforzadas para mitigar el comportamiento frágil a flexión en caso de ocurrir una sobrecarga. Esta limitación no aplica a vigas preesforzadas. Con anterioridad al Reglamento de 2019, se especificaba una deformación unitaria mínima de 0.004 para miembros a flexión no preesforzados. A partir del Reglamento de 2019, este límite se revisó para exigir que la sección sea controlada por tracción.

9.3.4. *Límites de los esfuerzos en vigas preesforzadas*

9.3.4.1 Las vigas preesforzadas se deben clasificar como Clases U, T o C de acuerdo con 24.5.2.

9.3.4.2 Los esfuerzos en las vigas preesforzadas 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 preesforzadas, los efectos de las reacciones inducidas por el preesfuerzo 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 preesforzadas y a $h/2$ de la cara del apoyo en vigas preesforzadas, se pueden diseñar para el V_u en la sección crítica si se cumplen todas las condiciones de (a) hasta (c):

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 R9.4.3.2a 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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(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.

COMENTARIO

derecha en la Fig. R9.4.3.2a). 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 vigas no preesforzadas, y a una distancia $h/2$ para vigas preesforzadas.

En la Figura R9.4.3.2b 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:

(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 R9.4.3.2b.
(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).

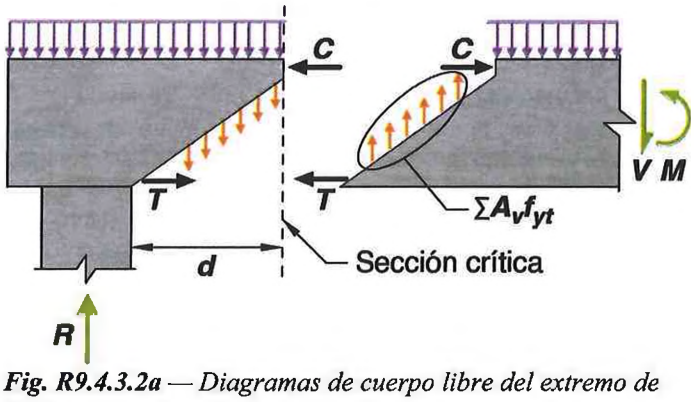


Fig. R9.4.3.2a — Diagramas de cuerpo libre del extremo de la viga.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

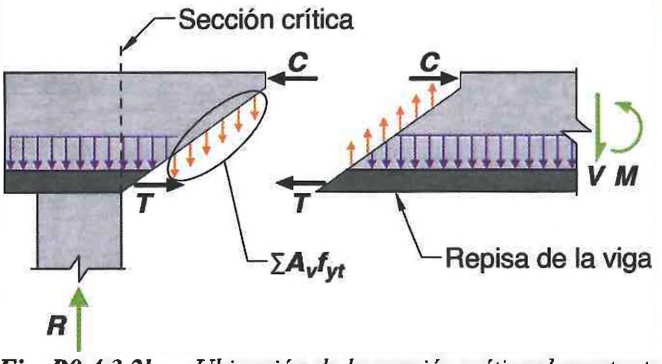


Fig. R9.4.3.2b — Ubicación de la sección crítica de cortante en una viga cargada cerca de su cara inferior.

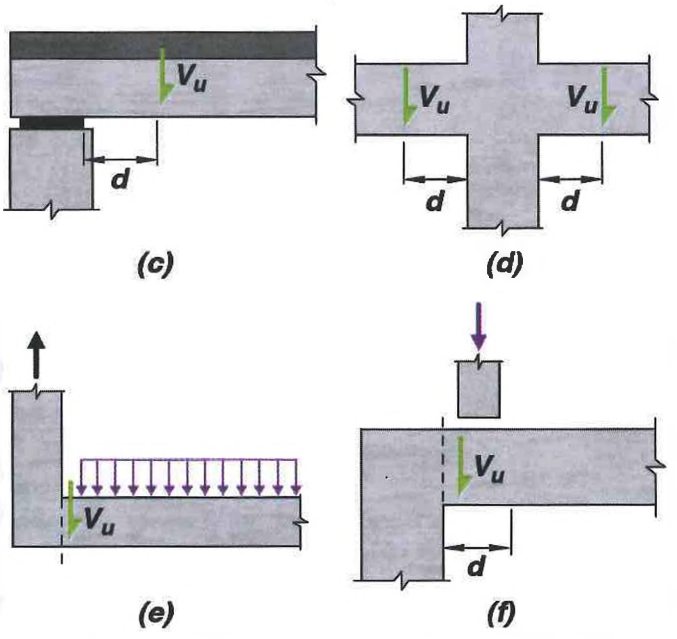


Fig. R9.4.3.2 (c), (d), (e) y (f) — Condiciones típicas del apoyo para localizar la fuerza cortante mayorada V_u.

9.4.4 *Torsión mayorada*

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 preesforzadas, y a $h/2$ de la cara del apoyo en vigas preesforzadas, se pueden diseñar para T_u en esa sección crítica a menos que ocurra un momento torsional 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.

R9.4.4 *Torsión mayorada*

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 el momento torsional concentrados son aplicados a la viga maestra.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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) $\phi P_n \geq P_u$

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 M_n de acuerdo con 22.3.

9.5.2.2 Cuando $P_u \geq 0.10 f'_c A_g$, se debe calcular M_n de acuerdo con 22.4.

9.5.2.3 En las vigas preesforzadas, 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 9.6.4 ni los requisitos de detallado 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.

COMENTARIO

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.

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 los 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 6.2.5.

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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

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:

$$Total\left(\frac{A_{v+t}}{s}\right)=\frac{A_v}{s}+2\frac{A_t}{s} \qquad \text{(R9.5.4.3)}$$

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 resistir torsión.

El refuerzo longitudinal requerido para torsión se suma en cada sección al refuerzo requerido para la flexión que actúa 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 ubicaciones.

9.5.4.4 En vigas preesforzadas, el área total del refuerzo longitudinal, A_s y A_{ps}, en cada sección, debe ser la diseñada 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.

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 preesforzadas, 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 preesforzada, 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 preesforzado para resistir parte de la fuerza axial $A_\ell f_y$. El esfuerzo en el acero preesforzado 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 refuerzo de preesforzado. El esfuerzo requerido para resistir el momento de flexión puede calcularse como $M_u/\left(\phi 0.9 d_p A_{ps}\right)$. Para torones pretensados, el esfuerzo que puede ser desarrollado cerca del extremo libre del torón puede calcularese usando el procedimiento ilustrado en la Fig. R25.4.8.3.

9.5.4.5 Se permite reducir el área de refuerzo longitudinal para torsión en la zona de compresión en una cantidad igual a $M_u/\left(\phi 0.9 d f_y\right)$, cuando M_u ocurre en esa sección

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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

simultáneamente con T_u, pero el área de refuerzo longitudinal no debe ser menos 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.

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 preesforzadas*

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 $2b_w$. El valor de f_y debe limitarse a un máximo de 550 MPa.

(a) $\dfrac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$

COMENTARIO

R9.5.4.6 Un ejemplo de una alternativa de diseño que cumple con este requisito se encuentra en Zia and Hsu (2004), que ha sido extensa y exitosamente usada en el diseño de vigas dintel prefabricadas preesforzadas con $h/b_t \geq 3$ y con 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).

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. (2011b) 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.

R9.6 — Límites del refuerzo

R9.6.1 *Refuerzo mínimo para flexión en vigas no preesforzadas*

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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(b) $\frac{1.4}{f_y} b_w d$

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 preesforzadas*

9.6.2.1 En vigas con refuerzo preesforzado adherido, la cantidad total de A_s y A_{ps} debe ser la adecuada para resistir una carga mayorada por lo menos 1.2 veces la carga de fisuración, calculada con el f_r definido en 19.2.3.

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:

$$A_{s,\min} = 0.004 A_{ct} \qquad (9.6.2.3)$$

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 En vigas no preesforzadas debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,\min}$, en todas las secciones donde $V_u > \phi\lambda 0.085\sqrt{f'_c} b_w d$ excepto en los casos dados en la Tabla 9.6.3.1. Para estos casos se debe proporcionar al menos $A_{v,\min}$ cuando $V_u > \phi V_c$.

COMENTARIO

R9.6.2 *Refuerzo mínimo para flexión en vigas preesforzadas*

R9.6.2.1 Por razones similares, se requiere una cantidad mínima de refuerzo para flexión como en vigas no 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 refuerzo preesforzado no está adherido (ACI 423R); por lo tanto, este requisito no se aplica a los elementos con tendones no adheridos.

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 inclinada 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.

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 22.5.8.5, para vigas con refuerzo longitudinal a flexión en las cuales V_u no excede de $\phi 0.17\sqrt{f'_c} b_w d$. 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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

Tabla 9.6.3.1 — Casos donde no se requiere $A_{v,\min}$ si $V_u \le \phi V_c$

Tipo de viga	Condiciones
De poca altura	$h \le$ 250 mm
Integrales con la losa	$h \le$ que el mayor de $2.5t_f$ ó $0.5b_w$ y $h \le$ 600 mm
Construidas con concreto de peso normal reforzado con fibras de acero, de acuerdo con 26.4.1.5.1(a), 26.4.2.2(i) y 26.12.7.1(a) y con $f'_c \le 40$ MPa	$h \le$ 600 mm y $V_u \le \phi 0.17\sqrt{f'_c}b_w d$
Viguetas en una dirección	De acuerdo con 9.8

9.6.3.2 Para vigas preesforzadas, debe colocarse un área mínima de refuerzo de cortante, $A_{v,\min}$ en todas las secciones donde $V_u > 0.5\phi V_c$ exceptuando los casos dados en la Tabla 9.6.3.1. Para estos casos, por lo menos $A_{v,\min}$ debe colocarse donde $V_u > \phi V_c$.

9.6.3.3 Se permite ignorar 9.6.3.1 y 9.6.3.2 si se demuestra por medio de ensayos que M_n y V_n requeridos pueden desarrollarse. Dichos ensayos deben simular efectos de asentamientos diferenciales, flujo plástico, retracción, y variación

COMENTARIO

requeridas en 26.4.2.2(i), han demostradas a través de ensayos de laboratorio tener una resistencia a cortante mayor que $0.29\sqrt{f'_c}b_w d$ (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 como se indica porque existe la posibilidad de que la carga sea compartida entre las zonas débiles y fuertes.

Aun cuando V_u sea menor que $\phi\lambda 0.085\sqrt{f'_c}b_w d$, 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 durante la colocación del concreto respecto al perfil uniforme parabólico del tendón supuesto en el diseño. 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 1.2 m, lo que sea menor. Cuando apliquen, los requisitos del refuerzo para cortante de 9.6.3 y 9.7.6.2.2 requirieren 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 9.6.3.4, aún en el caso en que los ensayos y cálculos basados en cargas estáticas muestren que no se requiere refuerzo para cortante.

R9.6.3.3 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

de temperatura, con base en una evaluación realista de la ocurrencia de dichos efectos en condiciones de servicio.

9.6.3.4 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 9.6.3.4.

Tabla 9.6.3.4 — $A_{v,\min}$ requerido

Tipo de viga	$A_{v,\min}/s$			
No preesforzadas y preesforzadas con $A_{ps}f_{se} < 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	El mayor de:	$0.062\sqrt{f'_c}\dfrac{b_w}{f_{yt}}$		(a)
		$0.35\dfrac{b_w}{f_{yt}}$		(b)
Preesforzadas con $A_{ps}f_{se} \geq 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	El menor de:	El mayor de:	$0.062\sqrt{f'_c}\dfrac{b_w}{f_{yt}}$	(c)
			$0.35\dfrac{b_w}{f_{yt}}$	(d)
		$\dfrac{A_{ps}f_{pu}}{80 f_{yt} d}\sqrt{\dfrac{d}{b_w}}$		(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) $0.062\sqrt{f'_c}\dfrac{b_w}{f_{yt}}$

(b) $0.35\dfrac{b_w}{f_{yt}}$

9.6.4.3 Cuando se requiere refuerzo a torsión, el refuerzo longitudinal mínimo $A_{\ell,\min}$ debe ser el menor entre (a) y (b).

(a) $\dfrac{0.42\sqrt{f'_c}A_{cp}}{f_y} - \left(\dfrac{A_t}{s}\right)p_h\dfrac{f_{yt}}{f_y}$

COMENTARIO

Considerando estas resistencias como nominales asegura que, si las resistencias reales de los materiales son menores que las 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.

R9.6.3.4 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 9.6.3.4 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 9.6.3.4 llevan a un área mínima de refuerzo transversal independiente de la resistencia del concreto y controlan para resistencias del concreto menores a 30 MPa.

Ensayos (Olesen et al. 1967) de vigas preesforzadas con un refuerzo mínimo en el alma basado en 9.6.3.4 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).

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(b) $\dfrac{0.42\sqrt{f'_c}A_{cp}}{f_y} - \left(\dfrac{0.175b_w}{f_{yt}}\right)p_h\dfrac{f_{yt}}{f_y}$

COMENTARIO

La ecuación 9.6.4.3(a) se basa en una relación 2:1 entre el esfuerzo a torsión y el esfuerzo a 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.

9.7 — Detallado del refuerzo

9.7.1 *Generalidades*

9.7.1.1 El recubrimiento de concreto del refuerzo debe cumplir con 20.5.1.

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 A lo largo de las longitudes de desarrollo y de empalme por traslapo de las barras longitudinales con $f_y \geq 550$ MPa, debe colocarse refuerzo transversal de tal manera que K_{tr} no sea menor que $0.5d_b$.

9.7.1.5 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 al s requerido en 24.3.

9.7.2.3 En vigas no preesforzadas y en vigas preesforzadas Clase C, con h mayor de 900 mm, 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 del 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.

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. 10 hasta No. 16, o refuerzo electrosoldado de alambre con un área mínima de 210 mm^2 por m de altura.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

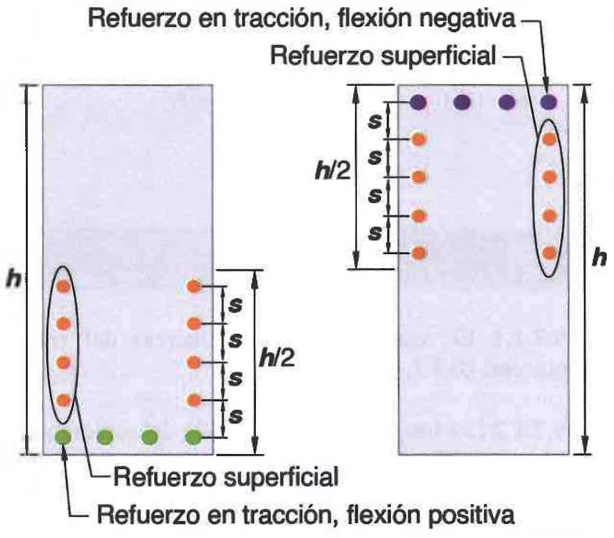


Fig. R9.7.2.3 — Refuerzo superficial para vigas y viguetas con h > 900 mm

9.7.3 *Refuerzo a flexión en vigas no preesforzadas*

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 preesforzadas*

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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO **COMENTARIO**

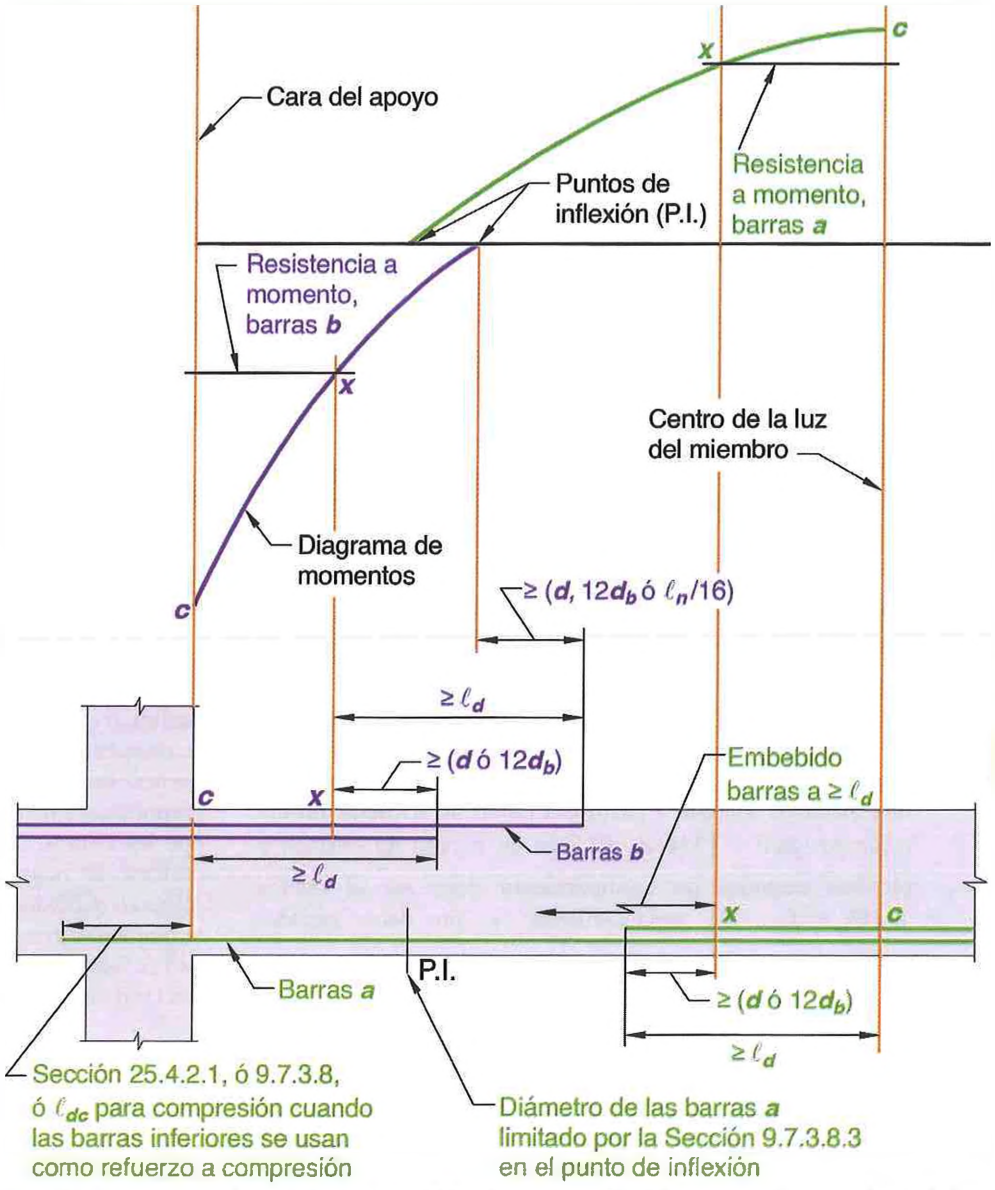


***Fig. R9.7.3.2** — Longitud de desarrollo del refuerzo por flexión en una viga continua típica.*

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, 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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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 con (a), (b) o (c).

(a) $V_u \leq (2/3)\phi V_n$ en el punto de terminación;

(b) Para barras No. 36 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 en exceso de estribos o estribos cerrados de confinamiento debe ser al menos $0.41 b_w s / f_{yt}$. 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.

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 150 mm, excepto en vigas prefabricadas, en las cuales este refuerzo debe extenderse al menos hasta el centro de la longitud del apoyo.

COMENTARIO

diámetros, la prolongación debe hacerse de acuerdo con el diámetro de la barra que se esté terminando.

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 la localización "x", 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 en 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.

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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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 150 mm 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 $12d_b$.

COMENTARIO

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.

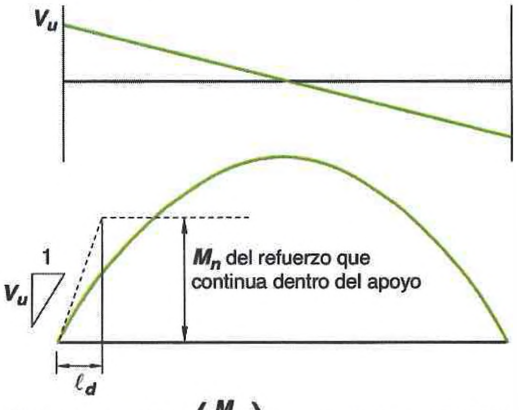
La aplicación de este requisito se encuentra ilustrada en la Fig. R9.7.3.8.3(b) para apoyos simples y en la Figura R9.7.3.8.3(c) para los puntos de inflexión. Por ejemplo, en el apoyo simple de una viga, el diámetro de la barra que se coloque será satisfactorio si ℓ_d, calculado de acuerdo con 25.4.2, 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

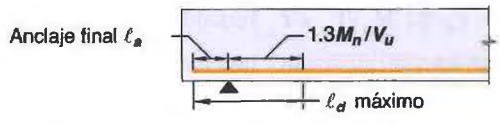
COMENTARIO



Pendiente de capacidad $\left(\frac{M_n}{\ell_d}\right) \geq$ Pendiente demanda (V_u)

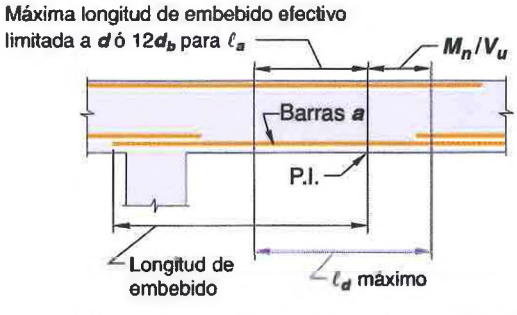
$$\ell_d \leq \frac{M_n}{V_u}$$

(a) Diagrama de M_u 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



(c) ℓ_d máximo para barras "a" en el punto de inflexión

Fig. R9.7.3.8.3 — Determinación del 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 $\ell_n/16$.

9.7.4 *Refuerzo a flexión en vigas preesforzadas*

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 intervalo de deflexiones previstas del elemento.

R9.7.4 *Refuerzo a flexión en vigas preesforzadas*

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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

9.7.4.2 Cuando se coloca refuerzo no preesforzado para cumplir con requisitos de resistencia a flexión, se deben cumplir los requisitos de 9.7.3.

9.7.4.3 *Terminación del refuerzo preesforzado*

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 300 mm. 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 10 mm.

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.

COMENTARIO

R9.7.4.2 El refuerzo no preesforzado debe estar convenientemente anclado para que desarrolle las fuerzas de las cargas 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 efectivas para desarrollar la resistencia torsional y controlar las fisuras.

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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

ganchos o barras en forma de U traslapadas con el refuerzo horizontal de torsión.

9.7.6 *Refuerzo transversal*

R9.7.6 *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 los requisitos más restrictivos.

9.7.6.1.2 Los detalles para el refuerzo transversal deben cumplir con 25.7.

9.7.6.2 *Cortante*

R9.7.6.2 *Cortante*

9.7.6.2.1 Cuando se requiera, el refuerzo para cortante debe consistir en estribos, estribos cerrados de confinamiento o barras longitudinales dobladas.

R9.7.6.2.1 Si una viga de concreto reforzado es construida monolíticamente con una viga que le da apoyo e intersecta una o ambas caras de la viga que le da apoyo, la superficie inferior de la viga que da apoyo puede estar expuesta a una falla prematura a menos que se coloque refuerzo transversal adicional, comúnmente llamado estribos adicionales para vigas colgadas, (Mattock and Shen 1992). Los estribos adicionales para vigas colgadas (Fig. R9.7.6.2.1) colocados adicionalmente al otro refuerzo transversal, se colocan para transferir el cortante del extremo de la viga soportada. Las investigaciones indican que si la parte inferior de la viga soportada está localizada a media altura o por encima de la viga que da apoyo o si el cortante mayorado transferido desde la viga soportada es menor que $0.25\sqrt{f'_c}b_w d$ los estribos adicionales para vigas colgadas no se necesitan.

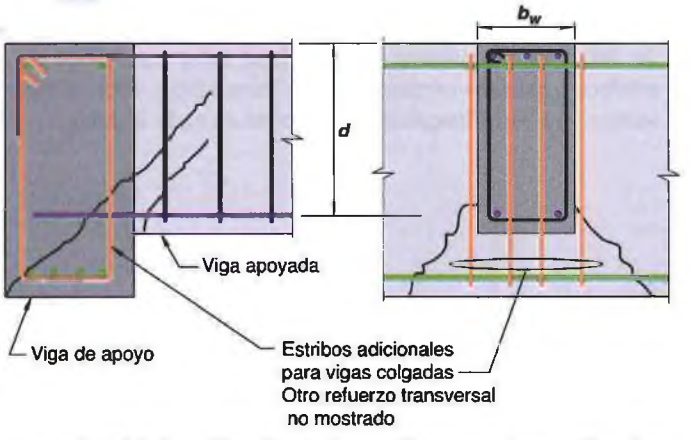


Fig. R9.7.6.2.1 — Estribos adicionales para vigas colgadas para transferencia de cortante

9.7.6.2.2 El espaciamiento máximo de ramas del refuerzo de cortante a lo largo de la longitud del miembro y a través del ancho del miembro debe cumplir con la Tabla 9.7.6.2.2.

R9.7.6.2.2 Un espaciamiento reducido de los estribos a través del ancho de la viga asegura una transferencia más uniforme de la compresión diagonal del alma de la viga, mejorando su capacidad a cortante. Ensayos de laboratorio de miembros anchos con espaciamiento grande entre las ramas del refuerzo a cortante a través del ancho del miembro indican que la capacidad a cortante nominal no siempre se logra (Leonhardt and Walther 1964, Anderson and Ramírez 1989, Lubell 2009). La intención de estos requisitos es que se coloquen múltiples

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

Tabla 9.7.6.2.2 — Espaciamiento máximo para las ramas del refuerzo de cortante

V_s requerido		s máximo, mm			
		Viga no preesforzada		Viga preesforzada	
		A lo largo de la longitud	A través del ancho	A lo largo de la longitud	A través del ancho
$\leq 0.33\sqrt{f'_c}b_w d$	El menor de:	$d/2$	d	$3h/4$	$3h/2$
		600 mm			
$> 0.33\sqrt{f'_c}b_w d$	El menor de:	$d/4$	$d/2$	$3h/8$	$3h/4$
		300 mm			

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 grados que se extienda $d/2$ hacia la reacción desde la mitad de la altura del miembro, 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.

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 300 mm.

COMENTARIO

ramas de estribo a través del ancho de vigas anchas y losas en una dirección que requieran estribos.

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 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). 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 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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 $0.5A_{oh}/p_h$.

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. 10 para barras longitudinales No. 32 o menores
(b) Barras No. 13 para barras longitudinales No. 36 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
(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 150 mm 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*

COMENTARIO

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 circunscrito por refuerzo transversal para inhibir su pandeo.

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, que el daño resultante no se extienda y que 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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 confinamiento a lo largo de la luz libre de la viga.

COMENTARIO

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 o ser una barra con cabeza, y el refuerzo inferior del elemento más bajo debe extenderse y desarrollarse completamente en el elemento más alto.

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. En apoyos no continuos, el refuerzo longitudinal se ancla como lo requiere 9.7.7.4.

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 grados 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 puede no proporciona la acción de catenaria necesaria para servir de puente sobre una región dañada. Además, los estribos en U traslapados no son efectivos para momentos torsionales altos como se discute en R9.7.6.3.1.

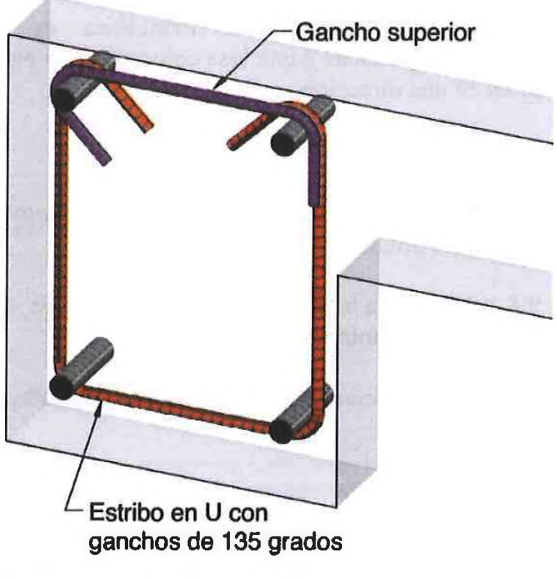


Fig. R9.7.7.1 — Ejemplo de estribo de dos piezas que cumple con los requisitos de 9.7.7.1(c) y 9.7.7.2(b).

REGLAMENTO

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 confinamiento, 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 él.
(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 o soldados de acuerdo con 25.5.7, o empalmes a tracción por traslapo Clase B de acuerdo con 25.5.2.

COMENTARIO

R9.7.7.2 En apoyos discontinuos, el refuerzo longitudinal se ancla según 9.7.7.4.

La Fig. R9.7.7.1 muestra un ejemplo de un estribo de dos piezas que cumple con los requisitos de 9.7.7.2(b).

R9.7.7.3 En el caso de muros que den soporte vertical, el refuerzo longitudinal debe pasar a través o ser anclado en el muro.

9.8 — Sistemas de viguetas en una dirección no preesforzadas

9.8.1 *Generalidades*

9.8.1.1 La construcción con viguetas no preesforzadas 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 100 mm en toda su altura.

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 750 mm.

9.8.1.5 Se permite que V_c se tome como 1.1 veces el valor calculado de acuerdo con 22.5.

R9.8 — Sistemas de viguetas en una dirección no preesforzadas

R9.8.1 *Generalidades*

Las limitaciones empíricas de tamaño y de espaciamiento para la construcción con viguetas no preesforzadas se basan en el comportamiento satisfactorio utilizando sistemas de encofrado estándar para viguetas observado en el pasado. Para construcción con viguetas preesforzadas, esta sección puede ser usada como una guía.

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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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 cumplir con 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 40 mm.

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 cumplan 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 50 mm.

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 manera que elementos a compresión similares a puntales 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.

COMENTARIO

Reglamento, las cuales permitían esfuerzos cortantes comparables, y 2) la redistribución de sobrecargas locales a las 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 (1986), Marti (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 el método 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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

9.9.1.3 Los requisitos de 9.9.1.2 pueden cumplirse utilizando el método puntal-tensor de acuerdo con el Capítulo 23.

9.9.2 *Limites dimensionales*

9.9.2.1 Con excepción de lo permitido en 23.4.4, las dimensiones de las vigas de gran altura deben seleccionarse de tal manera que cumplan con:

$$V_u \leq \phi 0.83\sqrt{f'_c}b_w d \qquad (9.9.2.1)$$

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 espaciamiento del refuerzo transversal distribuido.

(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 espaciamiento 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 20.5.1.

9.9.4.2 El espaciamiento mínimo del refuerzo longitudinal debe cumplir con 25.2.

9.9.4.3 El espaciamiento del refuerzo distribuido requerido en 9.9.3.1 no debe exceder el menor de $d/5$ y 300 mm.

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

COMENTARIO

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.

R9.9.2 *Limites dimensionales*

R9.9.2.1 Se impone un límite dimensional para controlar la fisuración bajo cargas de servicio y para resguardo contra fallas por compresión diagonal en las vigas de gran altura.

R9.9.3 *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, Marti 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.

R9.9.4 *Detallado del refuerzo*

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 indica que las fuerzas de tracción del

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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

refuerzo correspondiente al tensor de la cara inferior deben estar ancladas 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).

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

NOTAS:

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO **COMENTARIO**

CAPÍTULO 10 — COLUMNAS

10.1 — Alcance

10.1.1 Los requisitos de este Capítulo se deben aplicar al diseño de columnas no preesforzadas y preesforzadas, incluyendo pedestales de concreto estructural.

10.1.2 El diseño de pedestales de concreto simple debe estar de acuerdo con el Capítulo 14.

R10.1 — Alcance

R10.1.1 Las columnas compuestas de acero estructural y concreto no están cubiertas por este capítulo. Las columnas compuestas incluyen tanto perfiles de acero estructural embebidos dentro de concreto reforzado como secciones huecas de acero estructural llenadas con concreto. Los requisitos de diseño de estas columnas compuestas están cubiertos en AISC 360.

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 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 20.6

10.2.2 *Conexión con otros miembros*

10.2.2.1 Para construcciones en sitio, las uniones viga-columna y losa-columna deben cumplir con los requisitos del Capítulo 15.

10.2.2.2 Para la construcción prefabricada, las conexiones deben cumplir con los requisitos de transferencia de fuerza de 16.2.

10.2.2.3 Las conexiones de las columnas con la cimentación deben cumplir con los requisitos de 16.3.

R10.2 — Generalidades

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 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.

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 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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 40 mm 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 hasta 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.

COMENTARIO

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.

R10.4 — Resistencia requerida

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.

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.

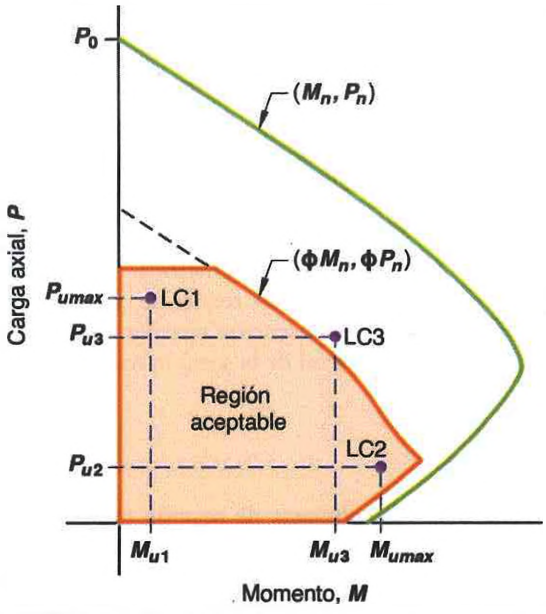


Fig. R10.4.2.1 — Combinación de carga crítica en columnas.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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.

10.5.3 *Cortante*

10.5.3.1 V_n 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 preesforzadas y columnas preesforzadas con $f_{pe} < 1.6$ MPa de valor promedio, el área de refuerzo longitudinal no debe ser menor que $0.01A_g$ ni mayor que $0.08A_g$.

COMENTARIO

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*

R10.5.4 *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 las cuantías mínima y máxima del refuerzo longitudinal.

Refuerzo mínimo — El refuerzo es necesario para obtener la resistencia a 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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

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 la misma ubicación.

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 $V_u > 0.5\phi V_c$.

10.6.2.2 Cuando se requiere refuerzo para cortante, $A_{v,\min}$ debe ser el mayor entre (a) y (b).

(a) $0.062\sqrt{f'_c}\dfrac{b_w s}{f_{yt}}$

(b) $0.35\dfrac{b_w s}{f_{yt}}$

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.

10.7 — Detallado del refuerzo

10.7.1 *Generalidades*

10.7.1.1 —El recubrimiento de concreto para el refuerzo debe cumplir con 20.5.1.

10.7.1.2 Las longitudes de desarrollo del refuerzo corrugado y del refuerzo preesforzado se deben calcular de acuerdo con 25.4.

10.7.1.3 A lo largo de las longitudes de desarrollo y los empalmes por traslapo de barras con $f_y > 550$ MPa, debe colocarse refuerzo transversal de tal manera que K_{tr} no sea menos de $0.5d_b$.

10.7.1.4 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.

R10.7 — Detallado del refuerzo

10.7.3 *Refuerzo longitudinal*

10.7.3.1 Para columnas no preesforzadas y columnas preesforzadas con $f_{pe} < 1.6$ MPa 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 cerrados de confinamiento circulares.

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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

10.7.4 *Barras longitudinales dobladas por cambio de sección*

10.7.4.1 La pendiente de la parte inclinada de una barra longitudinal doblada 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.

10.7.4.2 Cuando la cara de la columna está desalineada 75 mm o más, las barras longitudinales no se deben doblar. Se deben colocar espigos 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 25.5 y, si es aplicable, deben cumplir además con 10.7.5.2 para empalmes por traslapo o con 10.7.5.3 para empalmes a tope.

10.7.5.2 *Empalmes por traslapo*

COMENTARIO

cargadas excéntricamente y esto debe considerarse en el diseño.

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 debe 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.

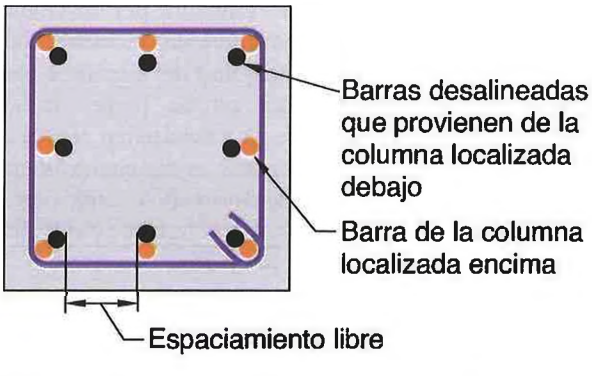


Fig. R10.7.5.1.3 — Barras desalineadas en columnas

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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

Los requisitos para los empalmes han sido formulados considerando que un empalme en compresión tiene una resistencia a tracción de al menos $0.25f_y$. 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.

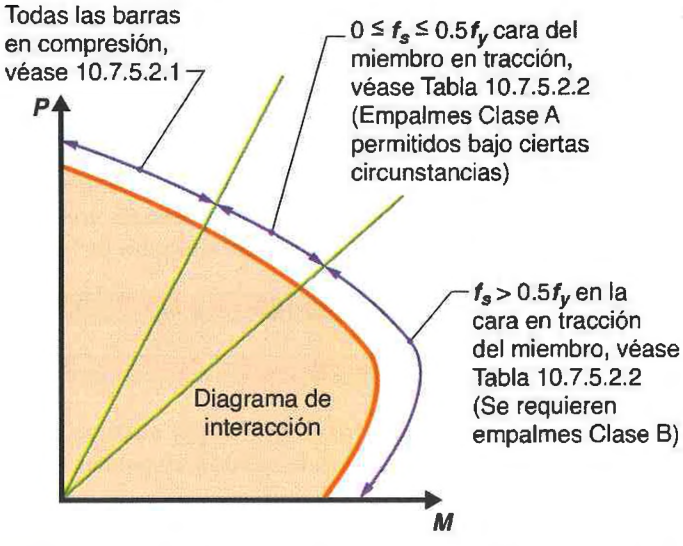


Fig. R10.7.5.2 — Requisitos para empalmes por traslapo en columnas

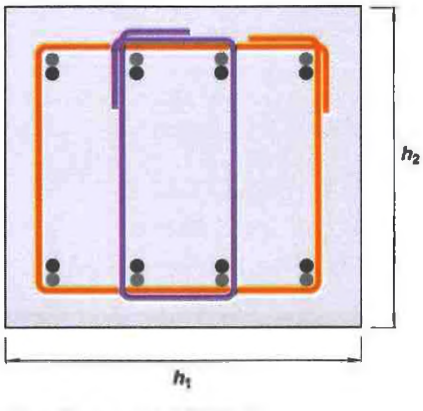
10.7.5.2.1 Cuando la fuerza en las barras debida a las cargas mayoradas es de compresión, se permiten los empalmes por traslapo de compresión. Se puede reducir la longitud del empalme por traslapo de compresión de acuerdo con (a) o (b), pero no debe ser menor que 300 mm.

(a) 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.

(b) 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.



Dirección 1: $4A_b \ge 0.0015h_1S$
Dirección 2: $2A_b \ge 0.0015h_2S$
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)

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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.

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
$\leq 0.5f_y$	≤ 50% de las barras se empalman 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

10.7.5.3 *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 $\mathbf{0.25}f_y$ veces el área del refuerzo vertical en esa cara.

10.7.6 *Refuerzo trasversal*

10.7.6.1 *Generalidades*

10.7.6.1.1 El refuerzo transversal 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 cerrados de confinamiento.

10.7.6.1.3 En columnas preesforzadas con f_{pe} promedio mayor o igual que 1.6 MPa, no es necesario que los estribos o estribos cerrados de confinamiento cumplan el requisito de $\mathbf{16}d_b$ de espaciamiento dado en 25.7.2.1.

10.7.6.1.4 El refuerzo longitudinal se debe soportar lateralmente mediante estribos o estribos cerrados 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 constructiva.

COMENTARIO

R10.7.5.3 *Empalmes a tope*

R10.7.5.3.1 Los detalles para empalmes a tope se encuentran en 25.5.6.

R10.7.6 *Refuerzo trasversal*

R10.7.6.1 *Generalidades*

R10.7.6.1.4 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 40 mm, las columnas preesforzadas sin barras longitudinales, las columnas de concreto con agregado grueso de tamaño pequeño, las columnas que se asemejan a muros y

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

10.7.6.1.5 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 los 125 mm superiores de la columna o pedestal y debe consistir en estribos o estribos cerrados de confinamiento con al menos dos barras No. 13 o tres barras No. 10.

10.7.6.1.6 Si en los extremos de columnas o pedestales se colocan acoples mecánicos o barras extendidas para conexión a un elemento prefabricado, los acoples mecánicos o las barras extendidas deben estar circundados por refuerzo transversal. El refuerzo transversal debe consistir en estribos o estribos cerrados de confinamiento distribuidos dentro de 125 mm del extremo de la columna o pedestal con al menos dos barras No. 13 o tres barras No. 10.

10.7.6.2 *Apoyo lateral de las barras longitudinales usando estribos o estribos cerrados de confinamiento*

10.7.6.2.1 En cualquier piso 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, el estribo superior o estribo cerrado de confinamiento debe colocarse a no más de 75 mm 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 piso, la parte inferior de la espiral debe colocarse en la parte superior de la zapata o losa.

10.7.6.3.2 En cualquier piso, la parte superior de la espiral debe colocarse como se requiere en la Tabla 10.7.6.3.2.

COMENTARIO

otros casos especiales, pueden requerir diseños particulares del refuerzo transversal.

R10.7.6.1.5 y R10.7.6.1.6 El confinamiento mejora la transferencia de carga desde los pernos de anclaje y acoples mecánicos hacia la columna o pedestal para las situaciones en que el concreto se pueda fisurar en las cercanías de los pernos y acoples mecánicos. Esta fisuración puede ocurrir debido a fuerzas imprevistas causadas por temperatura, retracción restringida, impactos accidentales durante construcción y efectos similares.

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 concurran 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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

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 extenderse hasta el nivel del refuerzo horizontal más bajo de los miembros soportados por encima.
Sin vigas o cartelas en todos los lados de la columna	Debe colocarse hasta el nivel del refuerzo horizontal más bajo de los miembro soportados por encima. 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.

10.7.6.4. *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 entrepiso, 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 mayor de 150 mm 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	s máximo, mm		
		Columna no preesforzada	Columna preesforzada
$\leq 0.33\sqrt{f'_c}b_w d$	El menor de:	$d/2$	$3h/4$
		600	
$> 0.33\sqrt{f'_c}b_w d$	El menor de:	$d/4$	$3h/8$
		300	

REGLAMENTO **COMENTARIO**

NOTAS:

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO **COMENTARIO**

CAPÍTULO 11 — MUROS

11.1 — Alcance

11.1.1 Los requisitos de este capítulo se deben aplicar al diseño de muros preesforzados y no preesforzados 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 el Capítulo 13.

11.1.5 El diseño de muros como vigas de cimentación debe hacerse de acuerdo con 13.3.5.

11.1.6 Muros construidos en sitio con encofrados aislantes se permiten en este Reglamento para ser utilizados en edificaciones de uno o dos pisos.

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/SEI 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/SEI 7 son ampliamente aceptadas.

R11.1.6 Este Reglamento no contiene recomendaciones de diseño específicas para muros construidos en sitio con encofrados aislantes. Guías al respecto pueden encontrarse en ACI 560R y PCA 100

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 20.6.

11.2.2 *Conexión a otros miembros*

11.2.2.1 Para muros prefabricados, las conexiones deben cumplir con los requisitos de 16.2.

R11.2 — Generalidades

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

11.2.2.2 Las conexiones de muros con la cimentación deben cumplir con 16.3.

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 el muro*

11.2.4.1 Los muros deben anclarse a los elementos que los intersectan, como pisos o techos, columnas, pilastras, contrafuertes, o otros muros que los intersecten; y a las zapatas.

11.2.4.2 Para muros construidos en sitio con $P_u > 0.2 f'_c A_g$ la porción del muro localizada dentro del espesor del sistema de piso debe tener una resistencia especificada a la compresión de al menos $0.8 f'_c$ del muro.

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, *h*		
De carga[1]	El mayor de:	100 mm	(a)
		1/25 de la menor entre la longitud y la altura no soportadas	(b)
No portante	El mayor de:	100 mm	(c)
		1/30 de la menor entre la longitud y la altura no soportadas	(d)
Exteriores de sótanos y cimentaciones[1]	190 mm		(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.

COMENTARIO

R11.2.4 *Elementos que intersectan el muro*

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.

R11.2.4.2 El factor de 0.8 refleja el confinamiento reducido en las juntas muro-piso comparado con juntas piso-columna bajo carga gravitacionales.

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*

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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.

COMENTARIO

R11.4.1.3 Las fuerzas que normalmente actúan en un muro se ilustran en la Fig. R11.4.1.3.

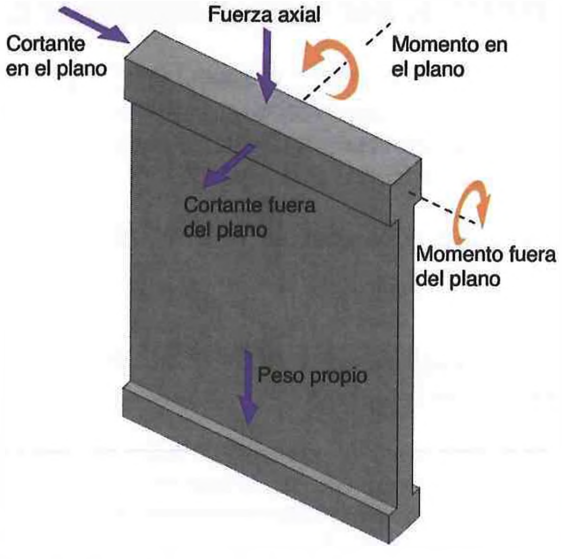


Fig. R11.4.1.3 — Fuerzas dentro y fuera del plano.

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 V_u 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) $\phi P_n \geq P_u$

R11.5 — Resistencia de diseño

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(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.

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:

$$P_n = 0.55 f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{k\ell_c}{32h} \right)^2 \right] \qquad (11.5.3.1)$$

COMENTARIO

R11.5.2 *Carga axial y flexión dentro y fuera del plano*

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 dentro del tercio central del espesor para diferentes condiciones de arriostramiento y restricción en los extremos. Véase la Fig. R11.5.3.1.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

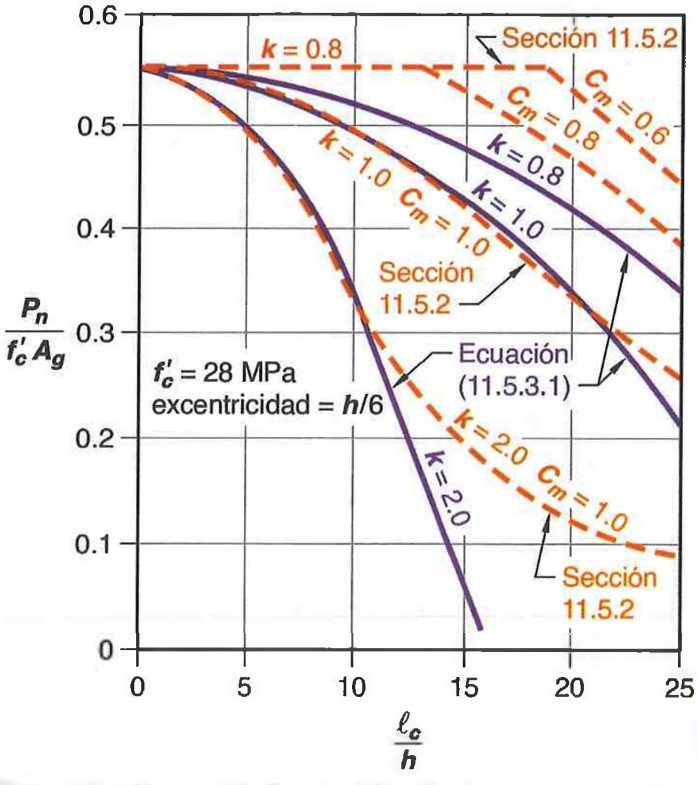


Fig. R11.5.3.1 — Diseño simplificado de muros, ecuación (11.5.3.1), comparada con 11.5.2.

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.

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 11.5.4.4. De manera alternativa, se permite diseñar muros con $h_w/\ell_w < 2$ para cortante en el plano del muro de acuerdo con el método 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.

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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

11.5.4.2 V_n en cualquier sección horizontal no debe exceder $0.66\sqrt{f'_c}A_{cv}$.

11.5.4.3 V_n debe calcularse mediante:

$$V_n = \left(\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_{yt}\right) A_{cv} \qquad (11.5.4.3)$$

donde:

$\alpha_c = 0.25$ para $h_w/\ell_w \leq 1.5$

$\alpha_c = 0.17$ para $h_w/\ell_w \geq 2.0$

α_c varía linealmente entre 0.25 y 0.17 para $1.5 < h_w/\ell_w < 2.0$

11.5.4.4 Para muros sometidos a una tracción axial neta, α_c en la ecuación (11.5.4.3) debe tomarse como:

$$\alpha_c = 0.17\left(1 + \frac{N_u}{3.5A_g}\right) \geq 0.0 \qquad (11.5.4.4)$$

Donde N_u es negativo para tracción.

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 $V_u \leq 0.04\phi\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$ 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.

COMENTARIO

R11.5.4.2 Este límite se incluyó como resguardo contra fallas por compresión diagonal en muros estructurales. El coeficiente utilizado en esta ecuación ha sido reducido de un valor de 0.83 en ACI 318-14 a 0.66 en ACI 318-19 debido a que el área efectiva para cortante se ha incrementado a $h\ell_w$ del hd utilizado en ediciones anteriores del Reglamento.

R11.5.4.3 Para mejorar la consistencia dentro del Reglamento, la ecuación para resistencia nominal a cortante en el plano del muro en 11.5.4.3 tiene ahora la misma forma de la ecuación para resistencia a cortante utilizada en 18.10.4.1 para muros estructurales que resistan fuerzas sísmicas. Los resultados de investigaciones reportadas por Orakal et al. (2009) indican que las resistencias nominales calculadas utilizando la ecuación (11.5.4.3) son similares a los valores obtenidos utilizando las ecuaciones de versiones anteriores del Reglamento, y por lo tanto proveen un nivel de seguridad comparable.

R11.5.4.4 Para muros estructurales donde se calcula una fuerza axial neta de tracción para toda la sección de muro, la contribución a la resistencia a cortante atribuible al concreto se reduce e inclusive puede no existir. Para estos miembros, el refuerzo transversal del muro debe diseñarse para resistir la mayoría, sino toda, la fuerza cortante mayorada.

R11.6 — 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 cuantía de refuerzo distribuido vertical como ρ_ℓ.

No se requiere refuerzo transversal en muros preesforzados prefabricados de ancho menor o igual a 3.6 m, 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) y por el Canadian precast concrete design standard (CSA 2016). Las disposiciones para un menor refuerzo mínimo y mayor

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO **COMENTARIO**

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.

Tabla 11.6.1 — Refuerzo mínimo para muros con $V_u \leq 0.04\phi\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$ en el plano del muro

Tipo de muro	Tipo de refuerzo no preesforzado	Tamaño de la barra o alambre	f_y, MPa	Refuerzo longitudinal mínimo[1], ρ_ℓ	Refuerzo transversal mínimo, ρ_t
Construido en obra	Barras corrugadas	≤ No. 16	≥ 420	0.0012	0.0020
			< 420	0.0015	0.0025
		> No. 16	Cualquiera	0.0015	0.0025
	Refuerzo de alambre electrosoldado	≤ MW200 ó MD200	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 1.6 MPa, cumplan con los requisitos para refuerzo mínimo longitudinal, ρ_ℓ.

[2]En muros en una dirección prefabricados, preesforzados, con ancho menor de 3.7 m 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 $V_u \leq 0.042\phi\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$ en el plano del muro, se deben cumplir (a) y (b):

(a) ρ_ℓ 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 para resistencia en 11.5.4.3.

$$\rho_\ell \geq 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{h_w}{\ell_w}\right)(\rho_t - 0.0025) \qquad (11.6.2)$$

(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 $(0.0025sh)$.

11.7 — Detallado del refuerzo

11.7.1 *Generalidades*

11.7.1.1 El recubrimiento de concreto para el refuerzo debe cumplir con 20.5.1.

11.7.1.2 Las longitudes de desarrollo del refuerzo corrugado y preesforzado 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 450 mm. Cuando se requiere refuerzo para cortante para resistencia en el plano del muro, el espaciamiento del refuerzo longitudinal no debe exceder $\ell_w/3$.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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) 450 mm para muros exteriores ó 750 mm 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 $3h$, 450 mm y $\ell_w/3$.

11.7.2.3 Los muros con un espesor mayor de 250 mm, excepto los muros de un solo piso 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 colocadas cerca de la respectiva cara.

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 450 mm. Cuando se requiere refuerzo a cortante para resistencia en el plano del muro, el espaciamiento del refuerzo transversal no debe ser mayor que $\ell_w/5$.

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) 450 mm para muros exteriores ó 750 mm para muros interiores.

Cuando se requiere refuerzo a cortante para resistencia en el plano del muro, s no debe exceder el menor de $3h$, 450 mm y $\ell_w/5$.

11.7.4 *Apoyo lateral del refuerzo longitudinal*

11.7.4.1 Cuando se requiere refuerzo longitudinal como refuerzo de compresión y cuando A_{st} es mayor que $0.01A_g$, el refuerzo longitudinal debe estar soportado 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. 16 en ambas direcciones en todos los muros que tengan dos capas de refuerzo y una barra No. 16 en ambas direcciones en los muros que tengan una sola capa de refuerzo. Estas barras deben

COMENTARIO

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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 $0.06 f'_c A_g$

(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.

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:

$$M_u = M_{ua} + P_u \Delta_u \qquad (11.8.3.1a)$$

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:

$$\Delta_u = \frac{5 M_u \ell_c^2}{(0.75) 48 E_c I_{cr}} \qquad (11.8.3.1b)$$

COMENTARIO

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).

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:

$$A_{se,w} = A_s + \frac{P_u}{f_y}\left(\frac{h/2}{d}\right)$$

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

donde I_{cr} debe calcularse con la ecuación:

$$I_{cr} = \frac{E_s}{E_c}\left(A_s + \frac{P_u}{f_y}\frac{h}{2d}\right)(d-c)^2 + \frac{\ell_w c^3}{3} \qquad (11.8.3.1c)$$

y el valor de E_s/E_c debe ser al menos 6.

(b) Por cálculo directo usando la ecuación:

$$M_u = \frac{M_{ua}}{\left(1 - \frac{5P_u\ell_c^2}{(0.75)48E_cI_{cr}}\right)} \qquad (11.8.3.1d)$$

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	
$\le (2/3)M_{cr}$	$\Delta_s = \left(\frac{M_a}{M_{cr}}\right)\Delta_{cr}$	(a)
$> (2/3)M_{cr}$	$\Delta_s = (2/3)\Delta_{cr} + \frac{(M_a - (2/3)M_{cr})}{(M_n - (2/3)M_{cr})}(\Delta_n - (2/3)\Delta_{cr})$	(b)

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

$$M_a = M_{sa} + P_s\Delta_s \qquad (11.8.4.2)$$

11.8.4.3 Δ_{cr} y Δ_n deben calcularse usando (a) y (b):

(a) $$\Delta_{cr} = \frac{5M_{cr}\ell_c^2}{48E_cI_g} \qquad (11.8.4.3a)$$

COMENTARIO

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 sí $M_a > (2/3)M_{cr}$.

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. Los apéndices del ASCE/SEI 7 no se consideran partes obligatorias de esa norma.

Para calcular las deformaciones laterales a nivel de cargas de servicio de la estructura, el Apéndice C del ASCE/SEI 7 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. 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:

$$D + 0.5L + 0.7E$$

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO **COMENTARIO**

(b) $\Delta_n = \dfrac{5M_n\ell_c^2}{48E_cI_{cr}}$ (11.8.4.3b)

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO **COMENTARIO**

NOTAS:

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO **COMENTARIO**

CAPÍTULO 12 — DIAFRAGMAS

12.1 — Alcance

12.1.1 Los requisitos de este capítulo se aplican al diseño de diafragmas no preesforzados y preesforzados, incluyendo de (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.

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 techo, 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 inerciales actuando en el plano del diafragma de techo 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 dimensión 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 edificaciones, pero este capítulo no incluye disposiciones prescriptivas para estos tipos de diafragma.

12.2 — Generalidades

12.2.1 El diseño debe considerar fuerzas 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 arriostramiento 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.

R12.2 — Generalidades

R12.2.1 Como se ilustra 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 sismo, las fuerzas inerciales se generan dentro del diafragma y las porciones

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

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 de mayor tamaño. 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 inerciales 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 techo 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 en una losa de techo y a la aceleración vertical debida a los efectos del sismo.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

12.2.2 El diseño debe considerar el efecto de aberturas y vacíos dentro de la losa.

COMENTARIO

R12.2.2 Véase R7.2.1

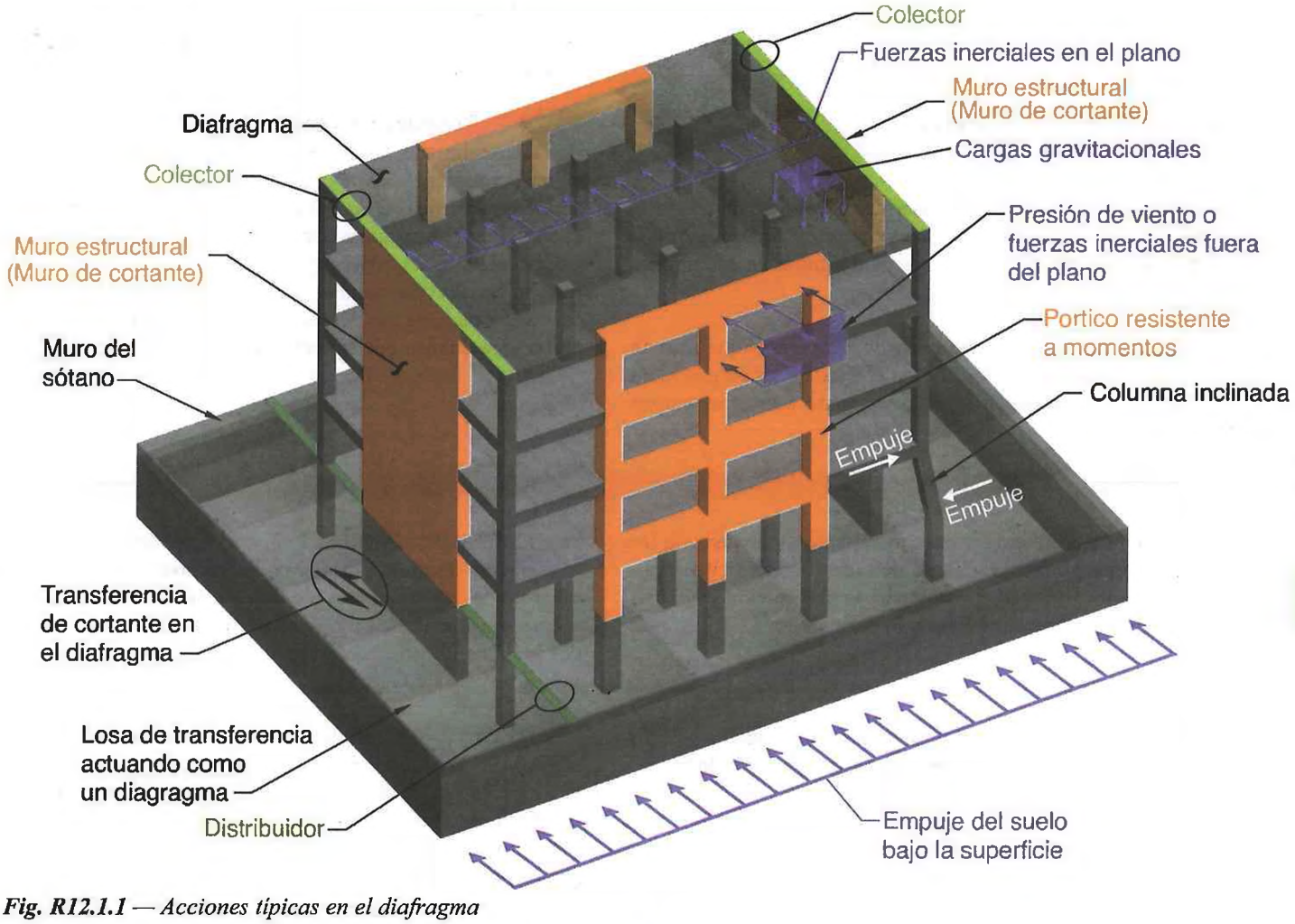


Fig. R12.1.1 — Acciones típicas en el diafragma

12.2.3 *Materiales*

12.2.3.1 Las propiedades de diseño del concreto deben seleccionarse de acuerdo con el Capítulo 19.

12.2.3.2 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 techo deben tener un espesor no menor al requerido en otras partes del Reglamento para los elementos de piso y de techo.

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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

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 techo deben cumplir con los requisitos aplicables para el espesor de la losa o las alas de las vigas.

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 techo debe incluir los efectos de las cargas fuera del plano que se producen simultáneamente con otras cargas aplicables.

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.

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 12.4.2.4.

12.4.2.2 Los procedimientos de modelación y análisis de los diafragmas deben cumplir con los requisitos del Capítulo 6.

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.

R12.4.2.2 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 poco esbelto y muy rígido comparado con los elementos verticales, como en un diafragma construido en sitio apoyado sobre pórticos resistentes a momento, 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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

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 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.

12.4.2.3 Se permite cualquier conjunto de suposiciones razonables y congruentes para definir la rigidez de los diafragmas.

R12.4.2.3 Para los diafragmas con relación de forma aproximadamente cuadrada 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. R12.4.2.3a).

Para un diafragma considerado como rígido en su propio plano, y para diafragmas semirrígidos, se puede obtener la distribución de las fuerzas internas del diafragma modelándolo como una viga horizontal rígida soportada sobre resortes horizontales que representan las rigideces laterales de los elementos verticales (véase la Fig. R12.4.2.3b). 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)

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

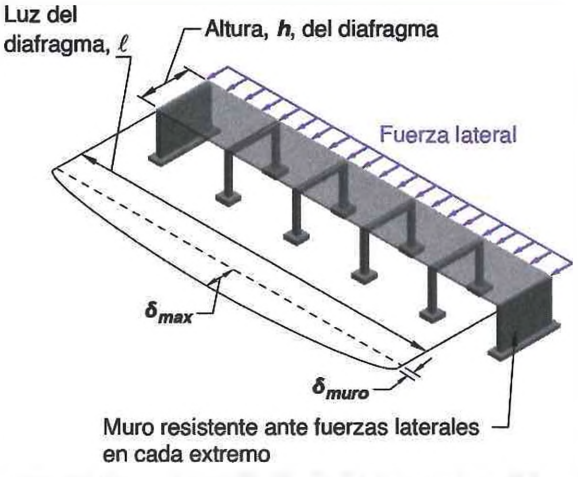


***Fig. R12.4.2.3a** — Ejemplo de diafragma que podría no ser considerado como rígido en su plano.*

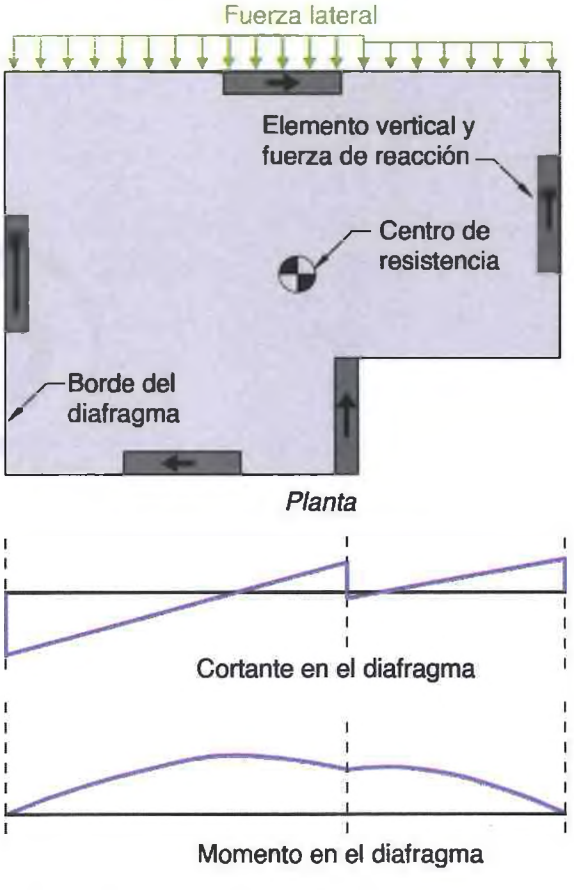


***Fig. R12.4.2.3b** — Acciones en el plano del diafragma obtenidas al modelar el diafragma como una viga horizontal rígida sobre apoyos flexibles.*

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:

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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(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.

COMENTARIO

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 compuestos por 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*

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.

12.5.1.2 ϕ debe determinarse de acuerdo con 21.2.

R12.5 — Resistencia de diseño

R12.5.1 *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 puntales o tensores. Algunas 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 puntales 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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 cumplan 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.

12.5.1.4 Se permite usar precompresión proveniente del refuerzo preesforzado para resistir las fuerzas del diafragma.

12.5.1.5 Si se diseña refuerzo de preesforzado adherido consistente en refuerzo de preesforzado 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 420 MPa.

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.

COMENTARIO

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. R12.4.2.3a). 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.

R12.5.1.4 En el caso típico de una losa de piso preesforzada, se requiere preesfuerzo, 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 preesforzado porque rige la combinación de carga $1.2D+f_1L+(W \text{ o } E)$, donde f_1 es 1.0 ó 0.5 dependiendo de la naturaleza de L. Por lo tanto, se requiere sólo una porción del preesforzado efectivo para resistir las cargas gravitacionales reducidas. El resto del preesforzado 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 preesforzado 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 refuerzo de preesfuerzo adherido no preesforzado. Los límites de esfuerzos para otros refuerzos se dan en el Capítulo 20.

R12.5.2 *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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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, preesforzadas o no preesforzadas, que cumplan con 20.3.1.
(c) Conectores mecánicos que atraviesen las juntas entre elementos prefabricados.
(d) Precompresión proveniente del refuerzo preesforzado

12.5.2.3 El refuerzo no preesforzado 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 el refuerzo en los segmentos adyacentes del diafragma que no se encuentran dentro del límite de $h/4$.

COMENTARIO

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 preesfuerzo adherido usado para resistir momento y fuerza axial en el plano puede ser preesforzado o no preesforzado. 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 preesfuerzo.

R12.5.2.3 La Fig. R12.5.2.3 ilustra las ubicaciones permitidas para el refuerzo no preesforzado 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 está ubicado fuera del límite de $h/4$ de la sección adyacente. En esos casos, se pueden usar el método de 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 preesforzado y conectores mecánicos intentan controlar la fisuración y la abertura excesiva de las juntas que se puede producir cerca de 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 detallado con refuerzo transversal similar a los estribos cerrados de confinamiento de las columnas.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

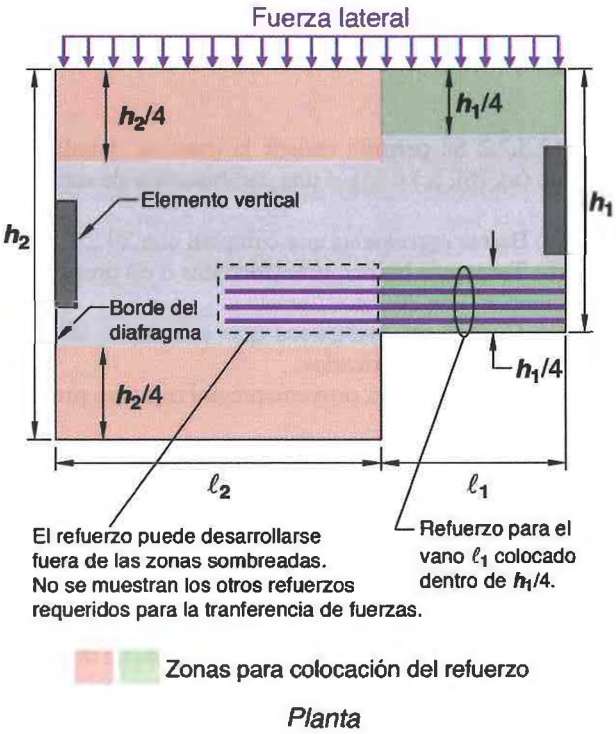


Fig. R12.5.2.3 — Ubicaciones del refuerzo no preesforzado que resiste tracción debida a momento y fuerza axial de acuerdo con 12.5.2.3.

12.5.2.4 Los conectores mecánicos que atraviesen juntas entre elementos prefabricados deben diseñarse para resistir la tracción requerida por las aberturas previstas de las juntas.

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 2.5 mm 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.

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.

12.5.3.3 Para un diafragma completamente construido en sitio, V_n debe calcularse con la ecuación (12.5.3.3).

$$V_n = A_{cv}\left(0.17\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y\right) \qquad (12.5.3.3)$$

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 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 diagrama.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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 8.3 MPa y ρ_t se refiere al 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:

$$V_u \leq \phi 0.66 A_{cv}\sqrt{f'_c} \qquad (12.5.3.4)$$

donde el valor de $\sqrt{f'_c}$ usado para calcular V_n no debe exceder 8.3 MPa.

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.

(a) La resistencia nominal de las juntas inyectadas con mortero no debe exceder 0.55 MPa. 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

COMENTARIO

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 refuerzo para cortante por fricción en las juntas inyectadas con mortero (FEMA P751). El refuerzo para cortante por fricción es adicional al refuerzo requerido por diseño para resistir otras fuerzas de tracción en 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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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 espigos, se deben considerar los efectos de levantamiento y rotación del elemento vertical del sistema de resistencia ante fuerzas laterales.

COMENTARIO

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 espigos destinados a esta finalidad.

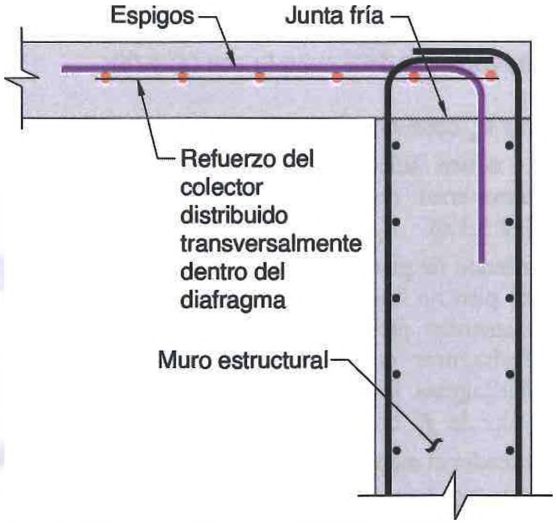


Fig. R12.5.3.7 — Detalles de espigos proporcionados para transferir cortante a un muro estructural a través del refuerzo de cortante por fricción.

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

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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

fuerzas laterales donde no se requiere transferencia de las fuerzas de diseño de los colectores.

COMENTARIO

También se pueden considerar colectores de altura 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).

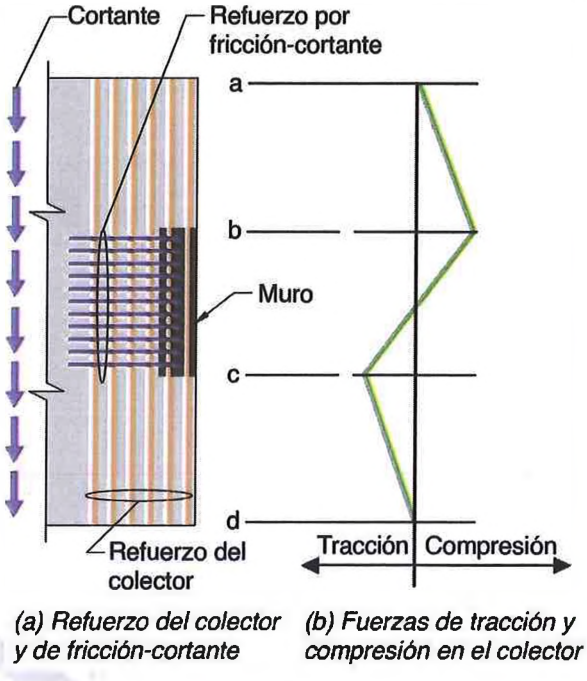


Fig. R12.5.4.1 — Colector de altura total y refuerzo para cortante por fricción requerido para transferir las fuerzas del colector al muro.

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 18.12.7.6, 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 exigen en 18.12.7.6 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

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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

por fricción, de acuerdo con 22.9, o a través de conectores mecánicos u otros mecanismos de transferencia de fuerzas.

COMENTARIO

extendido para transmitir las fuerzas a las tres columnas de pórtico.

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.

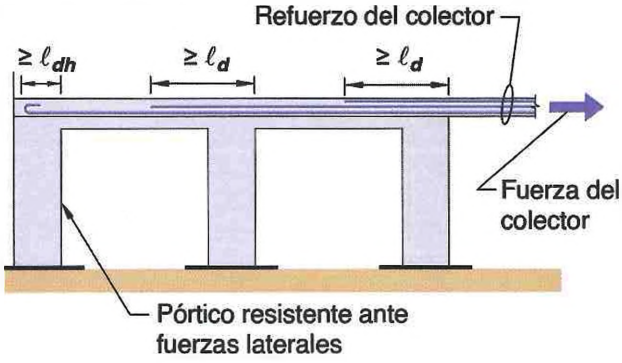


Fig. R12.5.4.3 — Esquema de la transferencia de fuerzas del colector hacia los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales.

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 techo deben cumplir con los límites de refuerzo para losas en una dirección de acuerdo con 7.6 ó 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 las fuerzas debidas a la 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 20.5.1.

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.

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 18.12.7.7.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

12.7. 2 *Espaciamiento del refuerzo*

12.7.2.1 El espaciamiento mínimo del refuerzo, s, debe cumplir con 25.2.

12.7.2.2 El espaciamiento máximo del refuerzo corrugado, s, debe ser el menor entre cinco veces el espesor del diafragma y 450 mm.

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 techo 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.

COMENTARIO

R12.7. 2 *Espaciamiento del refuerzo*

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 18.12.7.6.

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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

NOTAS:

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO **COMENTARIO**

CAPÍTULO 13 — CIMENTACIONES

13.1 — Alcance

13.1.1 Este Capítulo debe aplicarse al diseño de cimentaciones preesforzadas y no preesforzadas, incluyendo cimentaciones superficiales de (a) hasta (e), cimentaciones profundas de (f) hasta (i) y muros de contención (j) y (k):

(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).
(j) Muros de contención en voladizo
(k) Muros de contención en voladizo con contrafuertes

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.

La edición de 2019 del Reglamento contiene requisitos para el diseño de cimentaciones profundas. Estos requisitos están basados en parte en requisitos similares que anteriormente estaban incluidos en ASCE/SEI 7 y el IBC.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO **COMENTARIO**

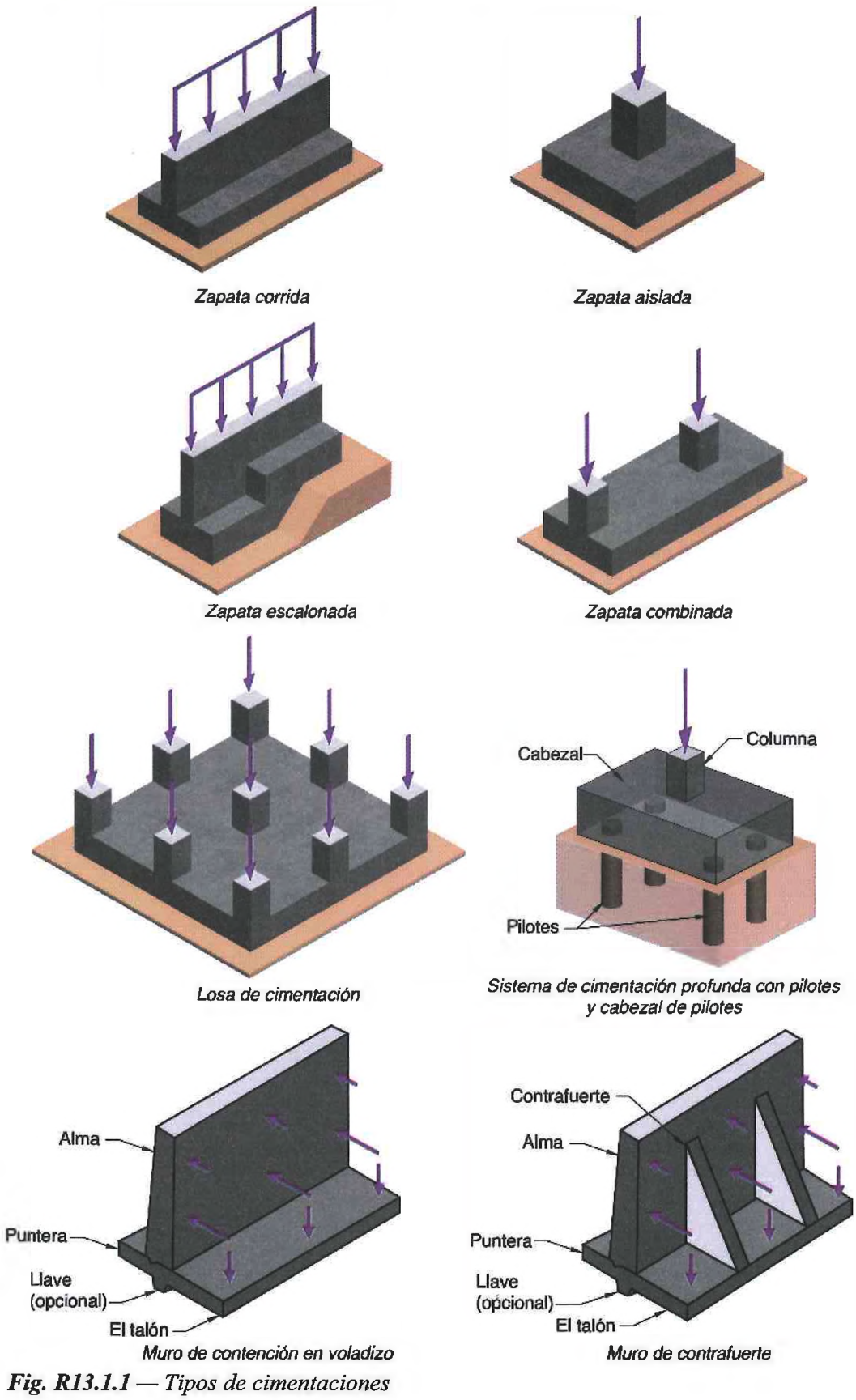


Fig. R13.1.1 — Tipos de cimentaciones

13.1.2 Las cimentaciones excluidas en 1.4.7 se excluyen de este capítulo.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

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 20.6.

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 diseñarse de acuerdo con 18.2.2.3.

13.2.3.2 En estructuras asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico (CDS) C, D, E, o F, las cimentaciones 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.

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 los efectos de las presiones de contacto, la estabilidad contra vuelco

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. Para una discusión adicional sobre el diseño de cimentaciones para efectos sísmicos, véase R18.13.1.

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 Las capacidades admisibles del suelo o las resistencias permisibles de las cimentaciones profundas deben

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

y deslizamiento en la interfaz suelo-cimentación de acuerdo con el reglamento general de construcción.

13.2.6.2 Para las cimentaciones superficiales en una dirección, las zapatas aisladas en dos direcciones, zapatas combinadas en dos direcciones y las losas de cimentación, se permite despreciar el factor de efectos de tamaño especificado en 22.5 para resistencia a cortante en una dirección y en 22.6 para resistencia a cortante en dos direcciones.

13.2.6.3 Los miembros de la cimentación deben diseñarse para resistir las cargas mayoradas y las correspondientes reacciones inducidas excepto en lo que se permite en 13.4.2.

13.2.6.4 Los sistemas de cimentaciones pueden diseñarse mediante cualquier procedimiento que cumpla con las condiciones de equilibrio y compatibilidad geométrica.

13.2.6.5 Se permite diseñar las cimentaciones de acuerdo con el método de puntal-tensor del Capítulo 23.

COMENTARIO

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 miembros de cimentación profunda, se establecen con base en la utilización de la resistencia geotécnica y las combinaciones de carga al nivel de servicio, o utilizando la resistencia geotécnica nominal con factores de resistencia y combinaciones de carga de mayoración.

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.

R13.2.6.3 Para diseñar por resistencia una zapata o cabezal de pilotes, deben determinarse las reacciones inducidas debido a cargas mayoradas aplicadas a la cimentación. Para una zapata aislada cargada concéntricamente, la presión sobre el suelo debida a las cargas mayoradas se calcula como la carga mayorada dividida por el área de la base de la zapata. Para el caso de zapatas o losas de cimentación con carga excéntrica, las cargas mayoradas aplicadas pueden utilizarse para establecer las presiones del suelo. Para cabezales de pilotes o losas de cimentación soportadas por cimentaciones profundas, las cargas mayoradas pueden utilizarse para determinar las reacciones de los miembros. No obstante, las presiones o reacciones resultantes pueden ser incompatibles con el diseño geotécnico resultando en reacciones de la sub base inaceptables o inestabilidad (Rogowsky and Wight, 2010). En estos casos, el diseño debería ajustarse coordinadamente con el ingeniero geotecnista.

Solo el momento calculado en la base de la columna o pedestal requiere transmitirse a la zapata. Los requisitos de momento mínimo por razones de esbeltez de 6.6.4.5 no hay necesidad de considerarlos para la transferencia de fuerzas y momentos a las zapatas.

R13.2.6.4 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.

R13.2.6.5 Un ejemplo de la aplicación de este requisito se presenta en los cabezales de pilotes, similar a lo mostrado en la

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

Fig. R13.1.1. Los cabezales de pilotes pueden diseñarse usando modelos tridimensionales puntal-tensor que cumplan con el Capítulo 23 (Adebar et al. 1990) siempre y cuando los límites de cortante de 23.4.4 se cumplan también.

La Figura R13.2.6.5 ilustra la aplicación de los límites de la fuerza cortante de 23.4.4 y los requisitos de 13.2.7.2 para diseño de cortante en una dirección de una zapata aislada utilizando el método de puntal-tensor. La presión del suelo dentro de d de la cara de la columna o muro no contribuye al cortante a través de la fisura crítica (Uzel et al. 2011), pero la presión del suelo dentro de d contribuye al momento flector en la cara de la columna o muro.

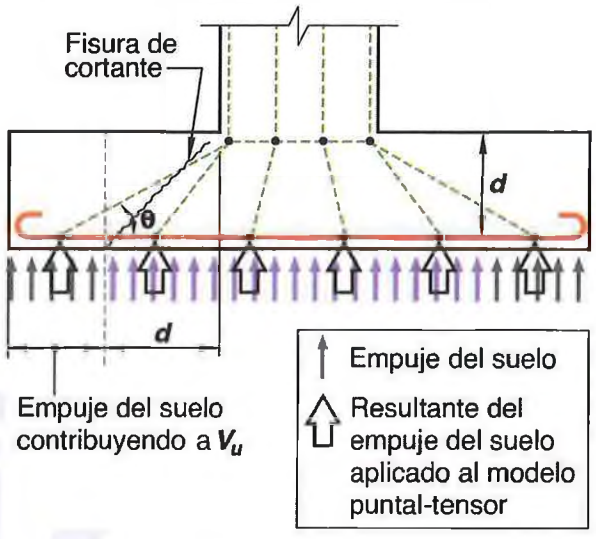


Fig. R13.2.6.5 — Diseño a cortante en una dirección de una zapata aislada utilizando el método de puntal-tensor

13.2.6.6 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*

R13.2.7 *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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

Tabla 13.2.7.1 — Localización de la sección crítica para M_u

Miembro soportado	Localización de la sección crítica
Columna o pedestal	Cara de la columna o pedestal
Columna con placa base de acero	En el punto medio entre la cara de la columna y el borde de la placa base de acero
Muro de concreto	Cara del muro
Muro de albañilería	En el punto medio entre el centro y la cara del muro de albañilería

13.2.7.2 La localización de la sección crítica para cortante mayorado de acuerdo con 7.4.3 y 8.4.3 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.

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.

COMENTARIO

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 platinas de 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 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 Fig. R13.2.7.2 se ilustra una situación como la descrita.

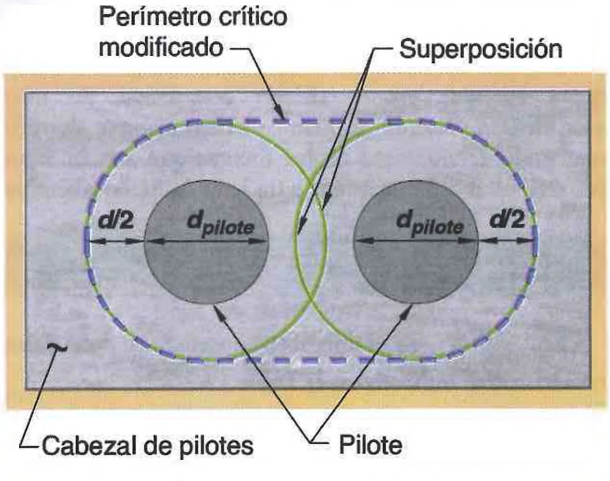


Fig. R13.2.7.2 — Sección crítica modificada para cortante con perímetros críticos superpuestos.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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.

COMENTARIO

13.3 — Cimentaciones superficiales

13.3.1 *Generalidades*

13.3.1.1 El área mínima de la base de la cimentación debe dimensionarse para que no se exceda la capacidad portante admisible cuando se vea afectada por las fuerzas y momentos aplicados a la cimentación. La capacidad portante admisible debe determinarse a través de los principios de mecánica de suelos o de rocas, de acuerdo con el reglamento general de construcción u otros requisitos que determine la autoridad competente.

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 150 mm.

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 8.

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.

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*

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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:

$$\gamma_s = \frac{2}{(\beta+1)} \qquad (13.3.3.3)$$

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.

13.3.4.2 El método de diseño directo 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.

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 una viga de gran altura, de acuerdo con 9.9.1.1, el diseño debe cumplir con los requisitos de 9.9.

COMENTARIO

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).

R13.3.4.2 El método de diseño directo es un método utilizado para el diseño de losas en dos direcciones. Referirse a R6.2.4.1.

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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

13.3.5.3 Los muros como vigas sobre el terreno deben cumplir con los requisitos de refuerzo mínimo de 11.6.

13.3.6 *Componentes de muro de muros de contención en voladizo*

13.3.6.1 El alma de un muro de contención en voladizo debe diseñarse como una losa en una dirección de acuerdo con los requisitos aplicables del Capítulo 7.

13.3.6.2 El alma de un muro de contrafuerte debe diseñarse como una losa en dos direcciones de acuerdo con los requisitos aplicables del Capítulo 8.

13.3.6.3 Para muros de espesor uniforme, la sección critica para momento y cortante debe ser la interfaz entre el alma y la zapata. Para muros de espesor variable, los cortantes y momentos deben investigarse en toda la altura del muro.

13.4 — Cimentaciones profundas

13.4.1 *Generalidades*

13.4.1.1 El número y distribución de los miembros de cimentación profundos debe determinarse de tal manera que las fuerzas y momentos aplicados a la cimentación no excedan la resistencia permisible de la cimentación profunda. La resistencia permisible de la cimentación profunda debe determinarse mediante principios de mecánica de suelos o de rocas de acuerdo con el reglamento general de construcción, u otros requisitos que determine la autoridad competente.

13.4.1.2 El diseño de miembros de cimentación profunda debe realizarse de acuerdo con 13.4.2 ó 13.4.3.

13.4.2 *Resistencia axial permisible*

13.4.2.1 Se permite diseñar un miembro de cimentación profunda utilizando las combinaciones de carga para diseño por esfuerzos permisibles de la sección 2.4 de SEI/ASCE 7, y la resistencia permisible especificada en la Tabla 13.4.2.1 si se cumple con (a) y (b).

(a) El miembro de cimentación profunda está soportado lateralmente en toda su longitud.
(b) Las fuerzas aplicadas causan momentos flectores en el miembro de cimentación profunda menores que el momento debido a una excentricidad accidental de 5 por ciento del diámetro o el ancho del miembro.

COMENTARIO

R13.3.6 *Componentes de muro de muros de contención en voladizo*

R13.3.6.2 Los muros de contención en voladizo o con contrafuertes tienden a comportarse más en acción en dos direcciones que en una dirección; por lo tanto, debe tenerse cuidado adicional del control de fisuración en ambas direcciones.

R13.3.6.3 En general, la junta entre el alma del muro y la zapata se abriría bajo cargas laterales; por lo tanto, la sección crítica debe estar en la cara de la junta. Si se requieren ganchos para desarrollar el refuerzo de flexión del muro, los ganchos, se deben colocar cerca de la parte inferior de la zapata, con el extremo libre de las barras orientado hacia la cara opuesta del muro (Nilson and Losberg, 1976).

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 *Resistencia axial permisible*

R13.4.2.1 Deben considerarse los potenciales cambios al soporte lateral del miembro de cimentación profundo debido a licuación, excavación, u otras causas.

Los valores dados en la Tabla 13.4.2.1 representan una frontera superior para condiciones del suelo bien entendidas y con mano de obra de calidad. Un valor más bajo para la resistencia permisible a la compresión puede ser apropiado, dependiendo de las condiciones del suelo y los procedimientos de construcción y control de calidad. Para pilotes de tornillo (augered piles) inyectados con mortero, donde el mortero de inyección se coloca a través del alma de un tornillo de alma hueca en la medida que se retira del suelo, el coeficiente de resistencia de 0.3 está basado en un factor de reducción de resistencia de 0.6. El diseñador debe considerar cuidadosamente la resistencia confiable del mortero de inyección, los métodos de ensayo de la resistencia del mortero de inyección, y el área mínima de la sección del pilote, teniendo

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

Tabla 13.4.2.1 — Máxima resistencia a la compresión permisible para miembros de cimentación profunda

Tipo de miembro de cimentación profunda	Máxima resistencia a la compresión permisible[1]	
Pilotes excavados o de tornillo (augered pile) de concreto construidos en sitio sin camisa metálica	$P_a = 0.3f'_cA_g + 0.4f_yA_s$	(a)
Pilotes de concreto construido en sitio en roca o dentro de tubería o u otro tipo de camisa metálica permanente que no cumple con 13.4.2.3	$P_a = 0.33f'_cA_g + 0.4f_yA_s$ [2]	(b)
Pilotes de concreto con camisa metálica confinados de acuerdo con 13.4.2.3	$P_a = 0.4f'_cA_g$	(c)
Pilote de concreto no preesforzado prefabricado	$P_a = 0.33f'_cA_g + 0.4f_yA_s$	(d)
Pilote de concreto preesforzado prefabricado	$P_a = \left(0.33f'_c - 0.27f_{pc}\right)A_g$	(e)

[1] A_g aplica al área de la sección bruta. Si se utiliza una camisa temporal, la cara interior de la camisa debe considerarse la superficie del concreto.

[2] A_s no incluye la camisa de acero, tubo, o tubería.

13.4.2.2 Si 13.4.2.1(a) ó 13.4.2.1(b) no se cumplen, el miembro de cimentación profunda debe diseñarse utilizando diseño por resistencia de acuerdo con 13.4.3.

13.4.2.3 Los miembros de cimentación profunda de concreto construidos en sitio con camisa metálica se consideran confinados si (a) hasta (f) se cumplen:

(a) El diseño no debe utilizar la camisa para resistir ninguna porción de la carga axial impuesta.
(b) La camisa debe tener una punta sellada y debe hincarse con mandril.
(c) El grosor de la camisa no debe ser menor de calibre estándar No. 14 (1.7 mm).
(d) La camisa no debe tener costuras, o tener costuras de una resistencia igual a la del material de base, tener una configuración que de confinamiento adecuado al concreto construido en sitio.
(e) La relación de la resistencia a la fluencia del acero de la camisa a f'_c debe ser al menos 6, y la resistencia a la fluencia debe ser al menos 210 MPa.
(f) El diámetro nominal del miembro debe menor o igual a 400 mm.

13.4.2.4 El uso de resistencias permisibles mayores que las especificadas en la Tabla 13.4.2.1 se permiten si la autoridad competente las acepta de acuerdo con 1.10 y se justifican por medio de pruebas de carga.

13.4.3 *Diseño por resistencia*

13.4.3.1 El diseño por resistencia de acuerdo con esta sección, se permite para todos los miembros de cimentaciones profundas.

13.4.3.2 El diseño por resistencia de miembros de cimentaciones profundas debe realizarse de acuerdo con 10.5 utilizando los factores de reducción de resistencia para resistencia a la compresión de la Tabla 13.4.3.2 para carga axial sin momento, y los factores de reducción de resistencia de la Tabla

COMENTARIO

en cuenta las condiciones del suelo y los procedimientos constructivos. Se da información adicional en ACI 543R.

R13.4.2.3 Esta resistencia permisible está fundamentada en la resistencia adicional aportada al concreto por la acción de confinamiento de la camisa de acero. Esta resistencia es aplicable únicamente a acero que no soporta carga axial y el esfuerzo en el acero es causado por efecto de anillo en tracción en contraposición de compresión axial. En este Reglamento, las camisas de acero para pilotes no deben considerarse en el diseño de pilotes para resistir una porción de la carga axial del pilote. Requisitos para miembros designados para ser compuestos con tubos de acero o camisas están cubiertos en AISC 360.

La eventual corrosión de la camisa de acero debe tenerse en cuenta, pues los requisitos están basados en que el pilote está colocado en un ambiente no corrosivo.

R13.4.2.4 En IBC se presentan requisitos geotécnicos y para pruebas de carga de miembros de cimentaciones profundas.

R13.4.3 *Diseño por resistencia*

R13.4.3.2 El diseño por resistencia de miembros de cimentaciones profundas se discute en detalle en ACI 543R,

Si pilotes excavados o de tornillo (augered pile) construidos en sitio son sometidos a flexión, cortante, o cargas de tracción, los factores de reducción de resistencia deben

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

21.2.1 para tracción, cortante y fuerza axial y momento combinados. Los requisitos de 22.4.2.4 y 22.4.2.5 no son aplicables para cimentaciones profundas.

Tabla 13.4.3.2 — Factores de reducción de resistencia ϕ por compresión para miembros de cimentación profunda

Tipo de miembro de cimentación profunda	Factor de reducción de resistencia ϕ por compresión	
Pilotes excavados o de tornillo (augered pile) de concreto construidos en sitio sin camisa metálica[1]	0.55	(a)
Pilotes de concreto construido en sitio en roca, dentro de tubería[2] u otro tipo de camisa metálica permanente que no cumple con 13.4.2.3	0.60	(b)
Pilotes construidos en sitio de tubería de acero rellena con concreto[3]	0.70	(c)
Pilotes de concreto con camisa metálica confinados de acuerdo con 13.4.2.3	0.65	(d)
Pilote de concreto no preesforzado prefabricado	0.65	(e)
Pilote de concreto preesforzado prefabricado	0.65	(f)

[1] El factor 0.55 representa una frontera superior para condiciones de suelo bien entendidas con mano de abra de calidad. Un valor menor para el factor de reducción de resistencia puede ser apropiado, dependiendo de las condiciones del suelo y los procedimientos de construcción y control de calidad.
[2] Para espesores de la pared del tubo de acero menores que 6 mm.
[2] El espesor de la pared del tubo de acero debe ser al menos 6 mm.

13.4.4 *Cimentaciones profundas construidas en sitio*

13.4.4.1 Las cimentaciones profundas construidas en sitio que estén sometidas a levantamiento o donde M_u es mayor que $0.4M_{cr}$ deben reforzarse, a menos que estén circundadas por tubería de acero estructural.

13.4.4.2 Las porciones de miembros de cimentaciones profundas expuestas a aire, agua o suelo que no sea capaz 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.

13.4.5 *Pilotes de concreto prefabricado*

13.4.5.1 Los pilotes de concreto prefabricado que den apoyo a edificaciones asignadas a CDS A o B deben cumplir con los requisitos de 13.4.5.2 hasta 13.4.5.6.

13.4.5.2 El refuerzo longitudinal debe disponerse de forma simétrica.

13.4.5.3 Para pilotes prefabricados no preesforzados, el refuerzo longitudinal debe colocarse de acuerdo con (a) y (b):

(a) Un mínimo de 4 barras.
(b) Un área mínima de $0.008A_g$.

COMENTARIO

ajustarse apropiadamente, considerando las condiciones del suelo, los procedimientos de control de calidad que se implementarán, la calidad de la mano de obra esperada, y la experiencia local. En ACI 543R se dan guías para el ajuste de los factores.

R13.4.4 *Cimentaciones profundas construidas en sitio*

R13.4.5 *Pilotes de concreto prefabricado*

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

13.4.5.4 Para pilotes prefabricados preesforzados, el preesfuerzo efectivo en el pilote debe proveer un esfuerzo promedio mínimo de compresión en el concreto de acuerdo con la Tabla 13.4.5.4.

Tabla 13.4.5.4 — Esfuerzo mínimo de compresión en pilotes preesforzados prefabricados

Longitud del pilote (m)	Esfuerzo de compresión mínimo (MPa)
Longitud del pilote ≤ 10	2.8
10 < Longitud del pilote ≤ 15	3.8
Longitud del pilote > 15	4.8

13.4.5.5 Para pilotes prefabricados preesforzados, el preesfuerzo efectivo en el pilote debe calcularse con base en una pérdida total de 210 MPa en el refuerzo preesforzado.

13.4.5.6 El refuerzo longitudinal debe estar rodeado por refuerzo transversal de acuerdo con la Tabla 13.4.5.6(a) y debe espaciarse de acuerdo con la Tabla 13.4.5.6(b).

Tabla 13.4.5.6(a) — Tamaño mínimo del refuerzo transversal

Menor dimensión horizontal h del pilote (mm)	Tamaño mínimo del alambre del refuerzo transversal[1]
$h \leq 400$	MW25, MD25
$400 < h \leq 500$	MW30, MD30
$h > 500$	MW35, MD35

[1] Si se utilizan barras, una barra No. 10 aplica para todos los valores de h.

Tabla 13.4.5.6(b) — Máximo espaciamiento del refuerzo transversal

Localización del refuerzo dentro del pilote	Espaciamiento máximo centro a centro (mm)
Primeros cinco estribos, o espiral en cada extremo del pilote	25
600 mm de cada extremo del pilote	100
Resto del pilote	150

13.4.6 *Cabezales de pilotes*

13.4.6.1 Se debe seleccionar la altura total del cabezal de pilote de tal manera que la altura efectiva del refuerzo inferior sea al menos 300 mm.

13.4.6.2 Los momentos y cortantes mayorados pueden calcularse suponiendo que la reacción del pilote está concentrada en el centroide de la sección del pilote.

13.4.6.3 Excepto para los cabezales de pilotes diseñados de acuerdo a 13.2.6.5, 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.

COMENTARIO

R13.4.5.6 El refuerzo transversal mínimo requerido por esta sección es normalmente suficiente para los esfuerzos del proceso de manejo e hincado. Estos requisitos para pilotes prefabricados de concreto en CDS A y B están basados en información del *PCI Recommended Practice for the Design, Manufacture, and Installation of Prestressed Concrete Piling* (1993) y el *PCI Bridge Design Manual*, Capítulo 20 (2004). Los requisitos mínimos para pilotes de concreto prefabricado que soportan edificaciones asignadas a CDS C, D, E y F se definen en 18.13.5.10.

R13.4.6 *Cabezales de pilotes*

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(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 13.4.2.7 y ϕ debe cumplir con 21.2.

(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 13.4.2.7 y ϕ debe cumplir con 21.2.

13.4.6.4 Si el cabezal de pilote se diseña de acuerdo con el método puntal-tensor, como se permite en 13.2.6.5, la resistencia efectiva a compresión del concreto de los puntales, f_{ce}, debe determinarse de acuerdo con 23.4.3, donde $\beta_s = 0.60\lambda$ y λ cumple con 19.2.4.

13.4.6.5 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.

COMENTARIO

R13.4.6.4 Típicamente se requiere calcular la resistencia efectiva a la compresión del concreto por medio de las expresiones (d) o (f) de la Tabla 23.4.3(a) debido a que en general no es posible colocar de forma práctica refuerzo de confinamiento que cumpla con 23.5 en un cabezal de pilotes.

R13.4.6.5 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO **COMENTARIO**

NOTAS:

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO **COMENTARIO**

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 en estructuras de 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 construidos en sitio o muros de mampostería reforzada, siempre y cuando las zapatas estén reforzadas longitudinalmente con no menos de dos barras continuas, no menores a No. 13 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 aporticamiento 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 190 mm de ancho y no esté conteniendo más de 1.2 m de relleno no balanceado.

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 soporte 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 1.4.6 para construcción residencial dentro del alcance del ACI 332.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

14.1.5 No se permite usar concreto simple para columnas ni cabezales de pilotes.

COMENTARIO

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 20.6.

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.

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.

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 sometidos 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.

R14.3 — Límites de diseño

R14.3.1 *Muros de carga*

Los muros de concreto simple se utilizan comúnmente en muros de sótanos de edificaciones residenciales y comerciales livianas en zonas de baja amenaza sísmica. A pesar de que el

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

Tabla 14.3.1.1 — Espesor mínimo de los muros de carga

Tipo de muro	Espesor mínimo	
General	Mayor de:	140 mm
		1/24 de la longitud o altura no apoyada, la que sea menor
Muros exteriores de sótano	190 mm.	
Cimentación	190 mm	

14.3.2 *Zapatas*

14.3.2.1 El espesor de las zapatas debe ser al menos 200 mm.

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.

COMENTARIO

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 incentiva 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 $0.42\phi\lambda\sqrt{f'_c}$) 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 *Pedestales*

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 apoyo 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 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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 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.

COMENTARIO

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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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 la cara 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 la cara 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 aplicable 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) $\phi P_n \geq P_u$
(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.

COMENTARIO

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.

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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

14.5.1.3 Se permite tener en cuenta la resistencia a tracción del concreto en el diseño.

14.5.1.4 El cálculo de la resistencia para flexión y carga axial debe basarse en una relación esfuerzo-deformación unitaria 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 50 mm 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):

$$M_n = 0.42\lambda\sqrt{f'_c}S_m \qquad (14.5.2.1a)$$

$$M_n = 0.85 f'_c S_m \qquad (14.5.2.1b)$$

donde S_m es el módulo elástico de la sección correspondiente.

14.5.3 *Compresión axial*

14.5.3.1 P_n se calcula como:

$$P_n = 0.60 f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{\ell_c}{32h}\right)^2\right] \qquad \textbf{(14.5.3.1)}$$

COMENTARIO

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.

R14.5.2 *Flexión*

R14.5.2.1 La ecuación (14.5.2.1b) puede controlar las secciones transversales asimétricas.

R14.5.3 *Compresión axial*

R14.5.3.1 La ecuación (14.5.3.1) se presenta para reflejar el intervalo 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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_n debe calcularse de acuerdo con la ecuación (14.5.2.1b) y P_n debe calcularse de acuerdo con la ecuación (14.5.3.1).

Tabla 14.5.4.1 — Flexión y carga axial de compresión combinadas

Localización*	Ecuación de interacción	
Cara de tracción	$\frac{M_u}{S_m} - \frac{P_u}{A_g} \le \phi 0.42\lambda\sqrt{f'_c}$	(a)
Cara de compresión	$\frac{M_u}{\phi M_n} + \frac{P_u}{\phi P_n} \le 1.0$	(b)

14.5.4.2 En muros de concreto simple de sección rectangular sólida, cuando $M_u \le P_u(h/6)$, se puede omitir M_u en el diseño y P_n se calcula por medio de:

$$P_n = 0.45 f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{\ell_c}{32h}\right)^2\right] \qquad \textbf{(14.5.4.2)}$$

COMENTARIO

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 siguiendo 14.5.4.2.

14.5.5 *Cortante*

14.5.5.1 V_n se calcula de acuerdo con 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	$0.11\lambda\sqrt{f'_c}b_w h$		(a)
Dos direcciones	Menor de:	$0.11\left(1+\frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'_c}b_o h$ [1]	(b)
		$0.22\lambda\sqrt{f'_c}b_o h$	(c)

[1] β corresponde a la relación de lado largo a lado corto de la carga concentrada o del área de la reacción.

R14.5.5 *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) es raro que controle. Sin embargo, dado que es difícil anticipar todas las condiciones posibles en las cuales se deba investigar el cortante, por ejemplo, en 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 el cortante admisible en el eje neutro, calculado a partir de la ecuación para una sección de material homogéneo:

$$v = \frac{VQ}{Ib}$$

Donde v 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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

14.5.6 *Aplastamiento*

14.5.6.1 B_n debe calcularse de acuerdo con la Tabla 14.5.6.1.

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:	$\sqrt{A_2/A_1}\,(0.85f'_cA_1)$	(a)
		$2(0.85f'_cA_1)$	(b)
Otros	$0.85f'_cA_1$		(c)

14.6 — Detalles del refuerzo

14.6.1 Se deben colocar al menos dos barras No. 16 alrededor de ventanas, puertas, y de aberturas de tamaño similar. Dichas barras deben extenderse al menos 600 mm más allá de las esquinas de las aberturas o deben anclarse para desarrollar f_y en tracción en las esquinas de las aberturas.

COMENTARIO

de inercia de la sección bruta; y b es el ancho de la sección en el lugar donde el esfuerzo cortante se calcula.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO COMENTARIO

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.

R15.1 — Alcance

Un nudo es la porción de una estructura común a miembros que se intersectan, donde la conexión está compuesta por el nudo y parte de los miembros adyacentes. El Capítulo 15 está enfocado en los requisitos de nudos viga-columna y nudos losa-columna.

Para estructuras asignadas a Categorías de Diseño Sísmico (CDS) B hasta F, es posible que a los nudos se les requiera resistir varias inversiones de carga. El Capítulo 18 provee los requisitos para estructuras sismo resistentes, requisitos que se aplican en adición a los requisitos básicos para nudos del Capítulo 15.

15.2 — Generalidades

15.2.1 Los nudos viga-columna deben cumplir con los requisitos de 15.3 y los requisitos de resistencia de 15.4.

15.2.2 Los nudos viga-columna y losa-columna deben cumplir con las disposiciones de 15.5 para transmitir la fuerza axial de la columna a través del sistema de piso.

15.2.3 Cuando la carga por gravedad, viento, sismo u otras fuerzas laterales produzcan transmisión de momento en los nudos viga-columna, el cortante que se derive de la transmisión de momento debe tomarse en consideración en el diseño del nudo.

15.2.4 En nudos de esquina entre dos miembros, los efectos de los momentos que abran o cierren el nudo deben considerarse.

15.2.5 Si una viga que aportica en el nudo y genera cortante en el nudo tiene una profundidad que exceda dos veces la dimensión de la columna, el análisis y diseño del nudo debe basarse en el método de puntal tensor de acuerdo con el Capítulo 23 y se deben cumplir (a) y (b)

(a) El cortante resistente de diseño determinado de acuerdo con el Capítulo 23 no debe exceder ϕV_n calculado de acuerdo con 15.4.2.
(b) Deben cumplirse los requisitos de detallado de 15.3.

15.2.6 Una extensión de la columna que se supone provee continuidad a través del nudo viga-columna en la dirección del cortante en el nudo considerado, debe cumplir (a) y (b):

(a) La columna se extiende por encima del nudo al menos una longitud igual a la dimensión de la columna h medida en la dirección del cortante del nudo considerado.
(b) El refuerzo longitudinal y transversal de la columna localizada debajo del nudo se continua a través de la extensión.

15.2.7 Una extensión de la viga que provee continuidad a través del nudo viga-columna en la dirección del cortante en el nudo considerado, debe cumplir (a) y (b):

R15.2 — Generalidades

Ensayo de nudos con extensiones de las vigas con una longitud al menos igual a su altura han indicado resistencias a cortante del nudo similares a las de nudos con vigas continuas. Estos resultados sugieren que extensiones de las vigas y columnas, cuando se dimensionan y refuerzan adecuadamente con barras longitudinales y transversales, proveen un confinamiento efectivo adecuado en las caras del nudo (Meinheit and Jirsa, 1981). Las extensiones que proveen continuidad a las vigas y columnas a través del nudo no contribuyen a la fuerza cortante del nudo si no dan soporte a las cargas externas aplicadas.

Ensayos (Hanson and Conner 1967) han mostrado que los nudos viga-columna soportados lateralmente en sus cuatro lados por vigas de aproximadamente la misma altura muestran un mejor comportamiento en comparación con nudos sin sus cuatro lados confinados por vigas bajo reversiones cíclicas de carga.

Los nudos de esquina ocurren cuando dos miembros no colineales transfieren momento y además terminan en el nudo. Un nudo exterior al nivel de techo es un ejemplo de nudo en esquina, también denominado nudo tipo rodilla. Un nudo exterior al nivel del techo es un ejemplo de un nudo de esquina entre dos miembros, también llamado nudo rodilla. Los nudos de esquina son vulnerables a falla por flexión causada por los momentos que abren y cierran el nudo, aun en los casos en los cuales las resistencias a momento en las caras del nudo son suficientes. La consideración de la transferencia de momento a través de la sección diagonal trazada a través de un nudo de esquina que conecta un miembro en voladizo es crítica debido a que el momento que actúa a través del nudo no puede ser redistribuido.

El Capítulo 23 provee requisitos para el diseño y detallado de nudos de esquina cuando se utiliza el método de puntal tensor. Klein (2008) da guías adicionales sobre el diseño de esquinas de pórticos utilizando el método de puntal tensor. Los requisitos para refuerzo transversal en nudos de esquina se presentan en 15.3. ACI 352R provee guías adicionales sobre el detallado de nudos.

Para nudos en los cuales la altura de las vigas es significativamente mayor que la altura de la sección de la columna, un puntal entre las esquinas del nudo puede no ser

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(a) La viga se extiende más allá de la cara del nudo al menos una longitud igual a la altura de la viga h.
(b) El refuerzo longitudinal y transversal de la viga en la cara opuesta del nudo se continua a través de la extensión.

15.2.8 Un nudo viga-columna se puede considerar confinado en la dirección del cortante en el nudo considerado si existen dos vigas transversales que cumplan con (a), (b) y (c):

(a) El ancho de cada viga transversal es al menos tres cuartos del ancho de la cara de la columna al cual llega la viga.
(b) Las vigas transversales se extienden al menos una distancia igual a la altura de la viga h más allá de las caras del nudo.
(c) Las vigas transversales disponen de al menos dos barras continuas tanto superiores como inferiores que cumplan con 9.6.1.2 y disponen de estribos de barra No. 10, o mayor, que cumplan con 9.6.3.4 y 9.7.6.2.2.

15.2.9 Para conexiones losa-columna que transfieran momento, los requisitos de resistencia y detallado deben cumplir con los requisitos aplicables del Capítulo 8, y las secciones 15.3.2 y 22.6.

COMENTARIO

efectivo. Por lo tanto, el Reglamento requiere que los nudos en los cuales la altura de la viga excede dos veces la altura de la sección de la columna se diseñen utilizando el método de puntal tensor del Capítulo 23.

La transferencia de flexión de nudos entre la losa y columnas de esquina o de borde está cubierta en el Capítulo 8.

En el Reglamento de 2019, la clasificación de miembros consistentes en vigas y columnas que llegan a las caras de nudos se modificó para distinguir entre miembros que contribuyen al cortante en el nudo y miembros que no aportan al cortante en el nudo, pero pueden servir para confinar el nudo. Para una dirección dada del cortante en el nudo, el confinamiento lateral está dado por las vigas transversales mientras que el ancho de las vigas que generan el cortante en el nudo se tiene en cuenta por medio del ancho efectivo del nudo dado en 15.4.2.4. Esta clasificación se hizo con el propósito de establecer una resistencia a cortante nominal del nudo en las Tablas 15.4.2.3 y 18.8.4.3. Para nudos viga-columna con columnas circulares, el ancho y altura de la columna pueden tomarse como los de una columna de sección cuadrada de área equivalente.

15.3 — Detallado de los nudos

15.3.1 *Refuerzo transversal en nudos viga-columna*

15.3.1.1 Los nudos viga-columna deben cumplir con 15.3.1.2 hasta 15.3.1.4, a menos que se cumpla con (a) hasta (c):

(a) El nudo se considera confinado por vigas transversales de acuerdo con 15.2.8 en todas las direcciones del cortante considerado.
(b) El nudo no es parte del sistema designado de resistencia ante fuerzas sísmicas.
(c) El nudo no es parte de una estructura asignada a CDS D, E o F.

15.3.1.2 El refuerzo transversal del nudo debe consistir en estribos, espirales o estribos cerrados de confinamiento que cumplen los requisitos de 25.7.2 para estribos, de 25.7.3 para espirales, y de 25.7.4 para estribos cerrados de confinamiento.

15.3.1.3 Se colocan al menos dos capas de refuerzo transversal horizontal dentro de la altura de la viga de menor altura que llega al nudo.

15.3.1.4 El espaciamiento del refuerzo transversal del nudo s no excede 200 mm dentro de la altura de la viga más alta que llega al nudo.

15.3.2 *Refuerzo transversal en nudos losa-columna*

15.3.2.1 Con la excepción que ocurre cuando el nudo losa-columna está soportado lateralmente en sus cuatro lados por la losa, el refuerzo transversal de la columna debe continuarse a

R15.3 — Detallado de los nudos

R15.3.1 *Refuerzo transversal en nudos viga-columna*

Ensayos (Hanson and Conner 1967) han mostrado que la región de un nudo de una conexión de viga-columna en el interior de la edificación no requiere refuerzo a cortante si el nudo está soportado lateralmente en sus cuatro lados por vigas de aproximadamente la misma altura. No obstante, en nudos que no están restringidos de esta manera, tales como los localizados en el exterior de la edificación, se requiere refuerzo para cortante con el fin de prevenir el deterioro causado por fisuración de cortante (ACI 352R). Estos nudos pueden también requerir refuerzo transversal para evitar el pandeo del refuerzo longitudinal de la columna.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

través del nudo losa-columna, incluyendo los capiteles de la columna, los ábacos y los descolgados de cortante, de acuerdo con 25.7.2 para estribos, 25.7.3 para espirales, y 25.7.4 para estribos cerrados de confinamiento.

15.3.3 *Refuerzo longitudinal*

15.3.3.1 El desarrollo del refuerzo longitudinal que termina en el nudo o dentro de una extensión de columna o viga según se definen en 15.2.6(a) y 15.2.7(a), debe cumplir con 25.4.

15.3.3.2 El refuerzo longitudinal que termina en el nudo con un gancho estándar debe tener el gancho orientado hacia la mitad de la altura de la viga o columna.

15.4 — Requisitos de resistencia para nudos viga-columna

15.4.1 *Resistencia a cortante requerida*

15.4.1.1 La fuerza cortante en el nudo V_u debe calcularse en un plano localizado a media altura del nudo utilizando las fuerzas de tracción y compresión causadas por flexión en la viga y cortante en la columna, congruentes con (a) o (b):

(a) Para nudos viga-columna con vigas continuas en la dirección de cortante en el nudo considerado, el máximo momento trasferido entre la viga y la columna determinado por medio de análisis para las cargas mayoradas.
(b) La resistencia nominal a momento M_n de la viga.

15.4.2 *Resistencia a cortante de diseño*

15.4.2.1 La resistencia de diseño para cortante de nudos viga-columna construidos en sitio debe cumplir:

$$\phi V_n \geq V_u$$

15.4.2.2 ϕ para cortante debe estar de acuerdo con 21.2.1.

15.4.2.3 V_n del nudo debe calcularse de acuerdo con la Tabla 15.4.2.3.

COMENTARIO

R15.3.3 *Refuerzo longitudinal*

R15.3.3.1 Donde las barras se continúen a través de una extensión descargada en la cara opuesta, la longitud de las barras dentro de la extensión puede considerarse parte de la longitud de desarrollo.

15.4 — Requisitos de resistencia para nudos viga-columna

La resistencia del nudo a cortante se evalúa independientemente en cada dirección principal de carga de acuerdo con 15.4.

R15.4.2 *Resistencia a cortante de diseño*

El área efectiva del nudo, A_j, se ilustra en la Fig. R15.4.2. En ningún caso puede A_j ser mayor que el área de la sección de la columna. Una columna circular puede considerarse que tiene una sección cuadrada de igual área. Los diferentes niveles de resistencia a cortantes dados en 15.4.2.3 están basados en las recomendaciones de ACI 352R, no obstante, se anota que la definición de área efectiva de la sección del nudo de ACI 352R es en algunos casos diferente de A_j. Los valores del ancho efectivo del nudo calculados utilizando ACI 352R y ACI 318, no obstante, son los mismos o similares en muchas situaciones de diseño.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

Tabla 15.4.2.3 — Resistencia nominal del nudo a cortante V_n

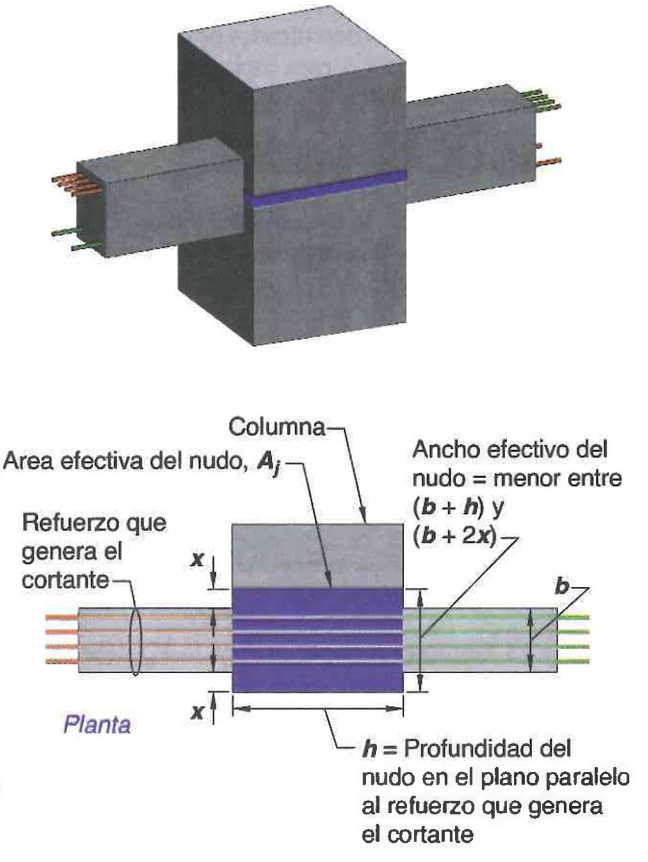
Columna	Viga en la dirección de V_n	Confinado por vigas transversales de acuerdo con 15.2.8	V_n, N[+]
Continua o cumple con 15.2.6	Continua o cumple con 15.2.7	Confinada	$2.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	Otras	Confinada	$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
Otras	Continua o cumple con 15.2.7	Confinada	$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	Otras	Confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

[+] λ debe ser 0.75 para concreto liviano y 1.0 para concreto de peso normal.

15.4.2.4 El área de la sección efectiva dentro del nudo, A_j, debe calcularse como el producto de la altura del nudo y el ancho efectivo del nudo. La altura del nudo debe ser la altura total de la columna, h, en la dirección del cortante considerado. El ancho efectivo del nudo debe ser el ancho total de la columna donde la viga es más ancha que la columna. Donde la columna es más ancha que la viga, el ancho efectivo del nudo no debe exceder el menor de (a) y (b):

(a) Ancho de la viga más la altura del nudo.
(b) Dos veces la distancia perpendicular medida desde el eje longitudinal de la viga a la cara lateral más cercana de la columna.

COMENTARIO



Nota: El área efectiva del nudo para las fuerzas en cada dirección del pórtico se considera por separado.

Fig. R15.4.2 — Área efectiva del nudo

15.5 — Transmisión de la fuerza axial de la columna a través del sistema de piso

15.5.1 Si f'_c del sistema de piso es menor que $0.7f'_c$ de una columna, la transmisión de la fuerza axial a través del sistema de piso debe cumplir (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 600 mm dentro de la losa medidos a partir de la cara de la columna, en todo el espesor del sistema 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 espigos verticales (dowels) y refuerzo transversal según se requiera, para lograr la resistencia de diseño.
(c) Para nudos viga-columna restringidos lateralmente en los cuatro lados por vigas de aproximadamente la misma altura que cumplen con 15.2.7 y 15.2.8(a) y para nudos losa-columna soportados en los cuatro lados por la losa, 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 concreto del sistema de piso, donde el

R15.5 — 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 sistema de piso sobre la resistencia axial de la columna (Bianchini et al. 1960). Si la resistencia del concreto del sistema de piso es menor que el 70 por ciento de la resistencia del concreto de la columna pueden utilizarse los métodos de 15.5.1(a) ó 15.5.1(b) para columnas de esquina o de borde. Los métodos de 15.5.1(a), (b) o (c) pueden usarse en columnas interiores.

El uso del procedimiento de colocación del concreto descrito en 15.5.1(a), requiere la colocación de dos mezclas de concreto diferentes en el sistema de piso. El Reglamento requiere que el concreto de la columna se coloque en todo el espesor del sistema de piso y que las mezclas se coloquen y permanezcan en estado plástico de tal manera que las dos se puedan vibrar y queden bien integradas. Puede requerirse inspección adicional de este proceso. El Capítulo 26 establece que es responsabilidad del profesional facultado para diseñar indicar en los documentos de construcción donde deben colocarse los concretos de baja y alta resistencia.

Investigaciones (Ospina and Alexander 1998) han mostrado 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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

valor de la resistencia del concreto de la columna no debe ser mayor que 2.5 veces la resistencia del concreto del piso.

COMENTARIO

la resistencia del concreto de la losa exceden aproximadamente 2.5. En consecuencia, se fija un límite dado en 15.5.1(c) a la relación de resistencia del concreto para el diseño.

Como una alternativa a 15.5.1(a) ó 15.5.1(c), 15.5.1(b) permite el uso de barras de espigos (dowels bars) y refuerzo de confinamiento para incrementar la resistencia efectiva del concreto a compresión del núcleo de la columna (Paultre and Légeron 2008; Richart et al. 1929).

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO **COMENTARIO**

NOTAS:

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO **COMENTARIO**

CAPÍTULO 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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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 vertical, longitudinal y transversal, y alrededor del perímetro de la estructura, de acuerdo con 16.2.4 ó 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.

16.2.2.3 Para conexiones de apoyo, N_{uc} debe ser como se indica en (a) o (b), pero no puede exceder $N_{uc,\max}$, donde $N_{uc,\max}$ es la máxima fuerza de restricción que puede ser transmitida a través de la trayectoria de cargas de una conexión de apoyo multiplicada por el factor de carga utilizado para cargas vivas combinadas con los efectos de otras cargas mayoradas.

(a) Para conexiones que no están sobre almohadillas de apoyo, N_{uc} debe calcularse simultáneamente con V_u utilizando las combinaciones de mayoración de carga de 5.3.6. La fuerza de restricción debe tratarse como una carga viva.

(b) Para conexiones sobre almohadillas de apoyo, N_{uc} debe corresponder al 20 por ciento de la reacción vertical sostenida no mayorada multiplicada por un factor de carga de 1.6.

COMENTARIO

tracción longitudinal inducida por retracción en una viga prefabricada puede afectar la resistencia al cortante vertical de la ménsula donde se apoya.

R16.2.1.6 Véase R26.9.1(a).

R16.2.1.8 El Apéndice B del *PCI Design Handbook* (MNL, 120) presenta una revisión de integridad estructural y amarres mínimos de integridad para estructuras de muros de carga de concreto prefabricado.

R16.2.2 *Resistencia requerida*

R16.2.2.3 Las conexiones de apoyo sometidas a cargas sostenidas se verán afectadas por cargas de restricción provenientes de los efectos de flujo plástico, retracción y cambios de temperatura. Las cargas sostenidas son cargas muertas y cualquier otra carga permanente, como son las cargas del suelo o equipo que podrían incluirse con las cargas vivas. La sección 5.3.6 contiene las consideraciones generales para restricción a efectos de cambio volumétrico y asentamientos diferenciales en combinación con otras cargas, pero no define un factor de carga específico para consideraciones de apoyo de concreto prefabricado. Los factores de carga se dan con estas salvedades. El $N_{uc,\max}$ suministra un límite para el diseño por capacidad.

Para conexiones mecánicas, el contacto de acero con acero, u otros apoyos con fricción apreciable, la fuerza horizontal es debida usualmente a restricción a los cambios volumétricos. Tales conexiones de apoyo se verán sometidas a fuerzas de restricción debidas a cambios volumétricos causados por los efectos del flujo plástico, retracción y variación de temperatura. Debido a que la magnitud de las fuerzas de restricción por cambio volumétrico que actúan en una conexión de apoyo usualmente no se pueden calcular con un alto grado de precisión, se requiere tratar la fuerza de restricción, N_{uc} como una carga viva en 16.2.2.3(a) cuando se utilizan las combinaciones de mayoración de carga de 5.3.6 y a multiplicarlas por 1.6 en 16.2.2.3(b).

Las conexiones de apoyo comunes de concreto prefabricado utilizan almohadillas elastoméricas u otros medios de apoyo estructural que limitan las fuerzas transferidas por deformación de la almohadilla o deslizamiento. La carga limitante en ese tipo de conexiones puede tomarse como 20 por

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

16.2.2.4 Si el coeficiente de fricción del material de la almohadilla se obtuvo por medio de ensayos, se puede obtener $N_{uc,max}$ multiplicando la reacción vertical sostenida no mayorada multiplicada por el coeficiente de fricción y un factor de carga de 1.6.

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

$$\phi S_n \geq U \qquad (16.2.3.1)$$

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 techo.

16.2.4.2 Cuando miembros prefabricados formen diafragmas de piso o de techo, las conexiones entre el diafragma y aquellos miembros que están siendo soportados lateralmente por el

COMENTARIO

ciento de la reacción sostenida no mayorada, como lo reconoce 16.2.2.3(b).

R16.2.2.4 Los apoyos explícitamente diseñados para fricción baja, tales como las almohadillas deslizantes tratadas en su superficie con tetraflouruoetileno (PTTE), pueden reducir las fuerzas de restricción debidas a cambios volumétricos. Si el coeficiente de fricción para el material de apoyo ha sido determinado de manera confiable tomando en consideración las condiciones de servicio tales como temperatura, envejecimiento y exposición, tal información puede utilizarse para calcular la máxima fuerza de restricción.

R16.2.4 *Resistencia mínima de las conexiones y requisitos mínimos de amarres de integridad*

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 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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

diafragma deben tener un resistencia nominal a la tracción no menor que 4.4 kN por m 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 $1.4A_g$ en N, 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 44 kN 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*

16.2.5.1 Los amarres de integridad en sistemas de piso y techo deben cumplir con (a) hasta (f):

(a) En los sistemas de piso y techo deben colocarse amarres de integridad longitudinales y transversales capaces de proveer una resistencia nominal a tracción de al menos 22 kN por m de ancho o de largo.

COMENTARIO

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 estructurales, 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 vecces 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 para amarres de integridad estructural para estructuras de muros de carga de grandes paneles tienen como intención proveer una trayectoria de cargas alternativa para el caso 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 Apéndice B del *PCI Design Handbook* (MNL 120) suministra una revisión de integridad estructural y amarres minimos de integridad para estructuras de muros de carga de concreto prefabricado.

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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

La longitud de adherencia para refuerzo de preesforzado asin tensionar, cuando se use, debe ser suficiente para desarrollar la resistencia a la fluencia (Salmons and McCrate 1977; PCA 1980).

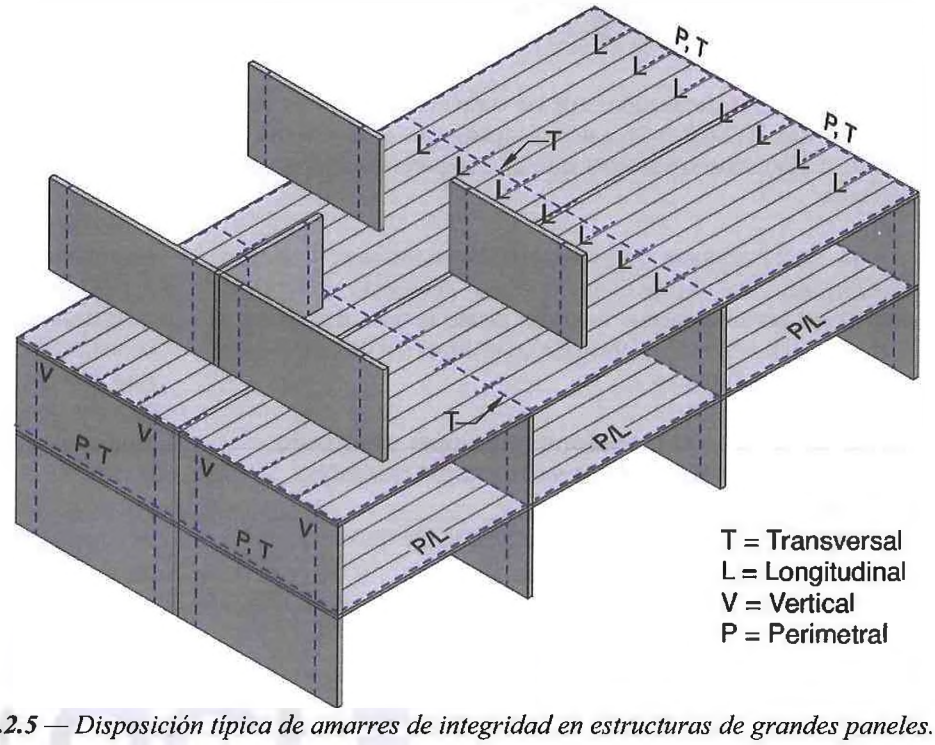


Fig. R16.2.5 — Disposición típica de amarres de integridad en estructuras de grandes paneles.

(b) Deben colocarse amarres de integridad longitudinales y transversales sobre los apoyos de los muros interiores y entre el sistema de piso o techo y los muros exteriores.

(c) Los amarres de integridad longitudinales y transversales deben estar ubicados en o a menos de 600 mm del plano del sistema de piso o techo.

(d) Los amarres de integridad longitudinales deben orientarse en dirección paralela a las luces de las losas de piso o techo y deben espaciarse a no más de 3 m medidos centro a centro. Se deben tomar precauciones 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 techo 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 techo, localizados dentro de 1.2 m del borde, deben proporcionar una resistencia nominal a tracción de al menos 71 kN.

16.2.5.2 Los amarres de integridad verticales deben cumplir con (a) hasta (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(c) Es frecuente colocar los amarres de integridad en muros ubicados razonablemente cerca del plano del sistema de piso o techo.

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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(b) Los amarres de integridad deben proveer una resistencia nominal a la tracción de al menos 44 kN por m 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, mm	
Losas macizas o alveolares (hollow-core)	Mayor de:	$\ell_n/180$
		50
Vigas o miembros en forma de T alargada	Mayor de:	$\ell_n/180$
		75

16.2.6.3 Las almohadillas de apoyo adyacentes a bordes no reforzados deben desplazarse hacia atrás un mínimo de 13 mm 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, espigos (dowels), pernos de anclaje y conectores mecánicos.

16.3.1.2 El refuerzo, los espigos (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 exceda la menor de las resistencias al aplastamiento del concreto del miembro

COMENTARIO

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.

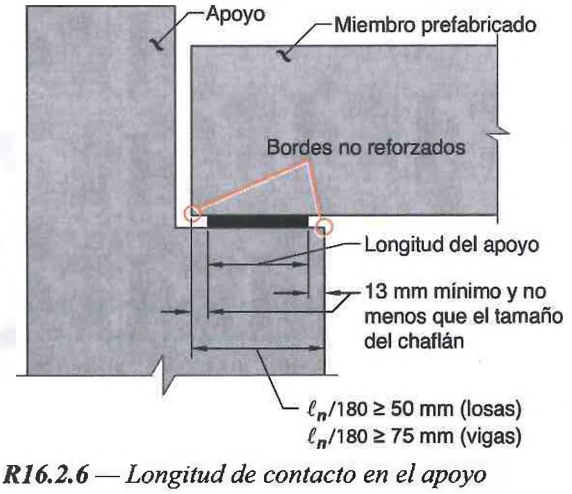


Fig. R16.2.6 — Longitud de contacto en el apoyo

R16.3 — Conexiones a cimentaciones

Los requisitos de 16.3.1 hasta 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO | **COMENTARIO**

soportado o de la cimentación, calculadas de acuerdo con 22.8.
(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*

R16.3.3 *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.

$$\phi S_n \geq U \qquad (16.3.3.1)$$

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.

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 espigos (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.

16.3.3.5 En la superficie de contacto entre el miembro soportado y la cimentación, V_n debe calcularse de acuerdo con

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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

los requisitos de cortante por fricción de 22.9, o mediante otros medios apropiados.

16.3.3.6 En la base de una columna prefabricada, pedestal o muro, los tornillos de anclaje y los anclajes 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 cumplir con 16.3.3 y 16.3.4, ya sea extendiendo las barras longitudinales dentro de la cimentación de apoyo, o mediante espigos (dowels).

16.3.5.2 Donde se requiera continuidad, los empalmes y conectores mecánicos para el refuerzo longitudinal o espigos deben cumplir con 10.7.5. y si es aplicable, con 18.13.2.2.

16.3.5.3 Si se usa una conexión que permita 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 permiten empalmes en compresión por traslapo de barras de diámetro No. 43 y No. 57 que están en compresión para todas las combinaciones de mayoración de carga, si cumplen con 25.5.5.3.

COMENTARIO

por fricción en un plano de cortante pueden emplearse llaves 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 anclandolas dentro de la zapata o mediante espigos (dowels) anclados adecuadamente.

R16.3.5 *Detalles para las conexiones entre miembros construidos en sitio y la cimentación*

R16.3.5.4 Para cumplir con 16.3.3.1 se puede requerir que las barras No. 43 ó 57 se empalmen en compresión con más de una barra de espigo No. 36 o menor.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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.

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) en todas las ubicaciones a lo largo de la superficie de contacto del miembro de concreto compuesto a flexión, a menos que se cumpla con 16.4.5:

$$\phi V_{nh} \geq V_u \qquad (16.4.3.1)$$

donde la resistencia nominal a cortante horizontal, V_{nh}, debe calcularse de acuerdo con 16.4.4.

COMENTARIO

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 puede garantizarse por medio de la resistencia al cortante horizontal en las superficies de contacto 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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 $V_u > \phi(3.5b_v d)$, 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 está de acuerdo con 16.4.4.3.

16.4.4.2 Cuando $V_u \leq \phi(3.5b_v d)$, 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.

Tabla 16.4.4.2 — Resistencia nominal a cortante horizontal

Refuerzo para transmisión de cortante	Preparación de la superficie de contacto[1]	V_{nh}, N		
$A_v \geq A_{v,\min}$	Concreto colocado contra concreto endurecido intencionalmente rugoso con una amplitud total de aproximadamente 6 mm	Menor de:	$\lambda\left(1.8+0.6\dfrac{A_v f_{yt}}{b_v s}\right)b_v d$	(a)
			$3.5b_v d$	(b)
	Concreto colocado contra concreto endurecido y no intencionalmente rugoso	$0.55b_v d$		(c)
Otros casos	Concreto colocado contra concreto endurecido e intencionalmente rugoso	$0.55b_v d$		(d)

[1] La superficie de contacto de concreto debe estar limpia y libre de 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, preesforzado y no preesforzado, si existe, pero no hay necesidad de tomarlo menor de $0.80h$ para miembros de concreto preesforzado.

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 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.

$$\phi V_{nh} \geq V_u \qquad (16.4.5.1)$$

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

COMENTARIO

R16.4.4.2 Las resistencias permitidas para el cortante horizontal y el requisito de 6 mm 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).

R16.4.4.3 En miembros de concreto preesforzado 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.

R16.4.5 *Método alternativo para calcular la resistencia de diseño para cortante horizontal*

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

variación de la fuerza de comprensión 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 estribos 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.

16.4.5.3 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) $0.062\sqrt{f'_c}\dfrac{b_w s}{f_y}$

(b) $0.35\dfrac{b_w s}{f_y}$

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 menor de 600 mm 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.

COMENTARIO

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 estribos 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*

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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

16.5 — Ménsulas y cartelas

16.5.1 *Generalidades*

COMENTARIO

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 vigas, las cuales están diseñadas para cortante de acuerdo con 22.5. La cartela que se muestra en las figuras R16.5.1a y R16.5.1b 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 Elzanaty et al. (1986).

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 $N_{uc} \leq V_u$

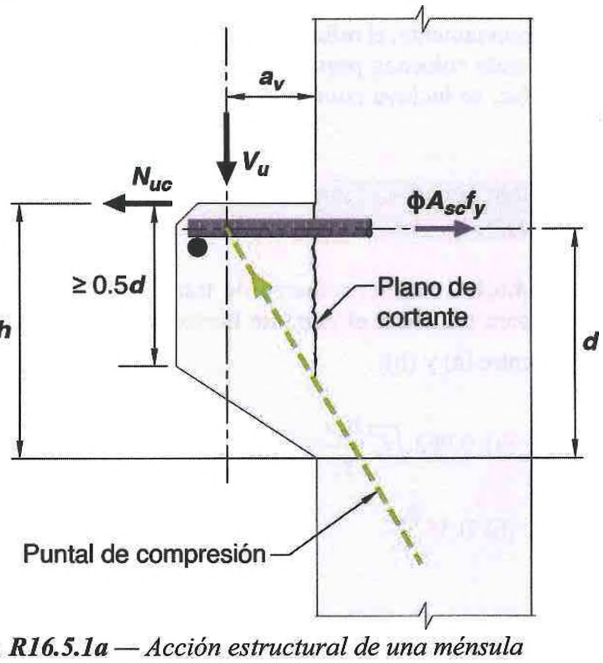


Fig. R16.5.1a — Acción estructural de una ménsula

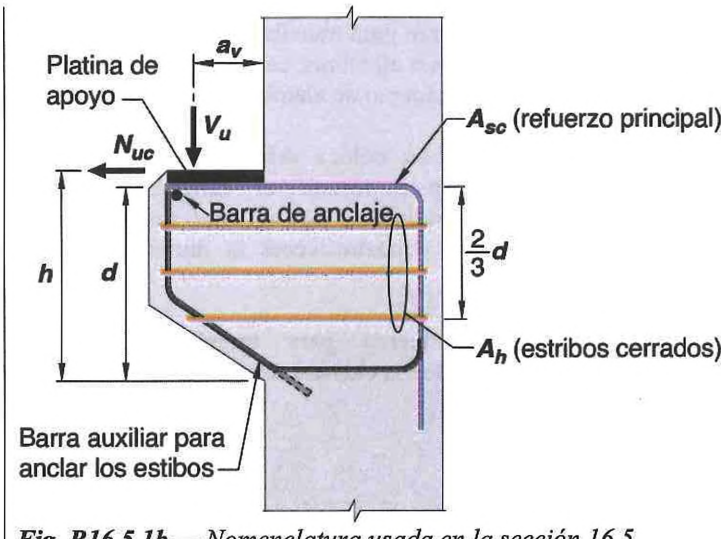


Fig. R16.5.1b — Nomenclatura usada en la sección 16.5.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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 de restricción mayorada $N_{uc} \leq V_u$ 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 $0.5d$.

16.5.2.3 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) $0.2 f'_c b_w d$
(b) $(3.3 + 0.08 f'_c) b_w d$
(c) $11 b_w d$

16.5.2.5 Para concreto liviano 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) $\left(5.5 - 1.9\frac{a_v}{d}\right) b_w d$

16.5.3 *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 restricción N_{uc} y el momento mayorado M_u.

COMENTARIO

R16.5.1.1 Se permite el diseño de ménsulas y catelas 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 las figuras R16.5.1a y R16.5.1b 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 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 primario a tracción localizado cerca de la carga.

Cuando se diseñan ménsulas para resistir fuerzas de restricción N_{uc} la platina de apoyo debe estar completamente anclada al refuerzo de tracción principal (Véase la Fig. R16.5.1b).

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.

R16.5.3 *Resistencia requerida*

R16.5.3.1 La Fig. R16.5.1b muestra las fuerzas aplicadas a la ménsula. M_u puede calcularse como $[V_u a_v + N_{uc}(h-d)]$.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

16.5.3.2 La fuerza mayorada de restricción, 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. Se permite calcular N_{uc} de acuerdo con 16.2.2.3 ó 16.2.2.4, según sea apropiado.

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.

16.5.4 *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) hasta (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

$$N_n = A_n f_y \qquad (16.5.4.3)$$

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.

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) hasta (c):

(a) $A_f + A_n$
(b) $(2/3)A_{vf} + A_n$
(c) $0.04\left(f'_c/f_y\right)\left(b_w d\right)$

COMENTARIO

R16.5.3.2 En ediciones del Reglamento anteriores a ACI 318-19, los requisitos específicos para fuerzas de restricción en las conexiones de apoyo se incluían únicamente para cartelas y ménsulas. En 2019, 16.2.2.3 y 16.2.2.4 se adicionaron para incluir consideraciones de fuerzas de restricción en todas las conexiones de apoyo. Como consecuencia, los requisitos aplicables solo para ménsulas y cartelas se suprimieron y se hace ahora una referencia general a 16.2.2.3 ó 16.2.2.4.

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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

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.

16.5.5.2 El área total de estribos cerrados o estribos paralelos al refuerzo principal de tracción, A_h, debe ser al menos:

$$A_h = 0.5(A_{sc} - A_n) \qquad (16.5.5.2)$$

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 la Fig. R16.5.1b, es la suma de A_{sc} y A_h.

16.5.6 *Detallado del refuerzo*

R16.5.6 *Detallado del refuerzo*

16.5.6.1 El recubrimiento de concreto debe cumplir con 20.5.1.3.

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 del 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

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 comprensión 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. R16.5.6.3a). 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 16.5.6.3b o soldando una barra de diámetro igual, o un 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO | **COMENTARIO**

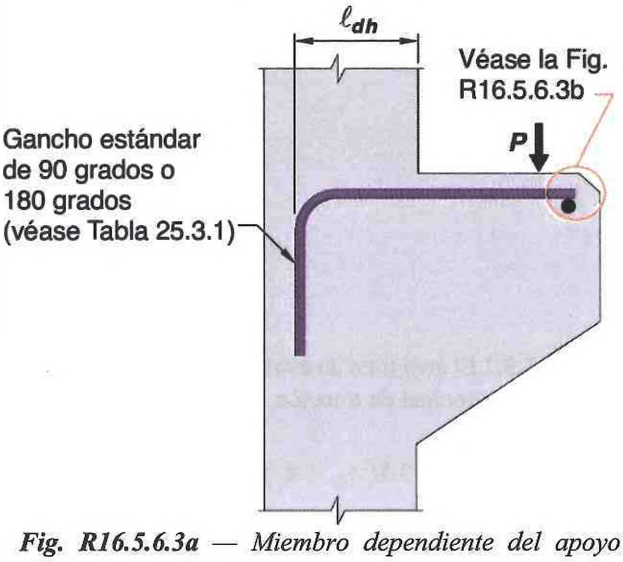


Fig. R16.5.6.3a — Miembro dependiente del apoyo y extremo de los anclajes.

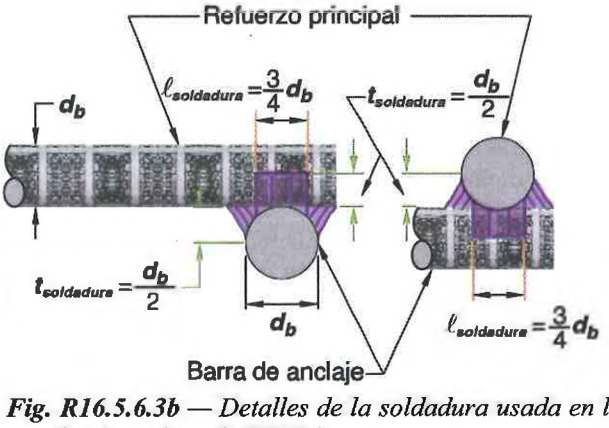


Fig. R16.5.6.3b — Detalles de la soldadura usada en los ensayos de Mattock et al. (1976a).

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 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO **COMENTARIO**

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 relacionados 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.

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.

La organización de este capítulo fue revisada en 2019 para hacerlo más congruente con los otros capítulos de este Reglamento.

17.1.2 Los requisitos de este capítulo aplican a los siguientes tipos de anclajes (a) hasta (g):

(a) Pernos y tornillos con cabeza que tienen una geometría que ha demostrado que resulta en una resistencia a la extracción por deslizamiento en concreto no fisurado que iguala o excede $\mathbf{1.4}N_p$, donde N_p está dado por la ecuación (17.6.3.2.2a).
(b) Tornillos con gancho que tienen una geometría que se ha demostrado que resulta en una resistencia a la extracción por deslizamiento sin el beneficio de fricción en concreto no fisurado, que iguala y excede $\mathbf{1.4}N_p$, donde N_p está dado por la ecuación (17.6.3.2.2b)
(c) Anclajes de expansión post instalados (controlados por torque y controlados por desplazamiento) que cumplen con los requisitos de evaluación de ACI 355.2.
(d) Anclajes post instalados con sobre perforación en su base que cumplen con los requisitos de evaluación de ACI 355.2.
(e) Anclajes adheridos post instalados que cumplen con los requisitos de evaluación de ACI 355.4.
(f) Anclajes post instalados de tornillo que cumplen con los requisitos de evaluación de ACI 355.2.
(g) Fijaciones con espigos de cortante.

R17.1.2 Se han ensayado pernos con cabeza y tornillos con cabeza preinstalados típicos con geometrías congruentes con lo indicado en ASME B1.1, B18.2.1 y B18.2.6 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 de expansión, de tornillo y de sobreperforación en su base, no poseen una resistencia a la extracción por deslizamiento predecible y por lo tanto se requieren ensayos usando los procedimientos de calificación realizados de acuerdo con ACI 355.2 para establecer su resistencia a la extracción por deslizamiento. Para poder utilizar un anclaje postinstalado de expansión o con sobreperforación en su base cumpliendo con los requisitos de este capítulo los resultados de los ensayos según ACI 355.2 deben señalar que la falla de extracción por deslizamiento tiene unas características carga-desplazamiento aceptables o que la falla de extracción por deslizamiento se produce con posteridad 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. 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 17.2.3, requisitos de diseño en 17.5.2.2, requisitos de certificación en 26.7 y requisitos de inspección en 26.13. Los anclajes adheridos calificados según ACI 355.4 se ensayan para dos intervalos diferentes de resistencia a la compresión del concreto: 17 a 28 MPa y 45 a 59 MPa. En general la resistencia a la adherencia no es muy sensitiva a la resistencia a la compresión del concreto.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

17.1.3 Se prohíbe la remoción y reinstalación de anclajes mecánicos postinstalados.

17.1.4 Este capítulo no cubre aplicaciones de cargas que correspondan predominantemente a ciclos de fatiga fuertes o cargas de impacto.

17.1.5 Este capítulo no aplica a 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

17.1.6 El refuerzo utilizado como parte del anclaje debe diseñarse de acuerdo con otras partes de este Reglamento. Si el refuerzo es utilizado como anclaje, la resistencia a al arrancamiento del concreto debe considerarse. Alternativamente, debe colocarse refuerzo de anclaje que cumpla con 17.5.2.1.

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 cargados por un elemento estructural común tengan separaciones menores que las separaciones requeridas para resistencia no reducida al arrancamiento. Si los anclajes adyacentes no están cargados por el mismo elemento estructural común, los efectos de grupo deben tener en cuenta que los anclajes adyacentes estén cargados simultáneamente con la máxima carga.

COMENTARIO

R17.1.3 El ACI 355.2 prohíbe el reúso de anclajes mecánicos postinstalados.

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 17.10 se presentan los requisitos adicionales para el diseño cuando se incluyen fuerzas sísmicas.

R17.1.5 La gran variedad de formas y configuraciones de los aditamentos especiales impide la formulación de ensayos y ecuaciones de diseño generalizadas.

R17.1.6 La resistencia al arrancamiento del concreto en tracción y cortante debe considerarse cuando se utilicen barras de refuerzo en un grupo como anclaje. El arrancamiento del concreto puede presentarse aun cuando el refuerzo esté totalmente desarrollado de acuerdo con el Capítulo 25. El comportamiento de arrancamiento de barras rectas utilizadas como anclaje en un grupo es análogo al comportamiento de arrancamiento en tracción y cortante de anclajes adheridos cuando h_{ef} se toma como igual o menor que la longitud de embebido de la barra. De igual forma, el comportamiento de arrancamiento de grupos de refuerzo con gancho o con cabeza es similar al comportamiento de arrancamiento en tracción y cortante de anclajes con cabeza. Debe considerarse la posibilidad de extender las barras más allá de su longitud de desarrollo.

Como una alternativa a determinar explícitamente la resistencia al arrancamiento del concreto de un grupo, puede utilizarse refuerzo de anclaje de acuerdo con 17.5.2.1, o el refuerzo puede extenderse.

R17.2 — Generalidades

R17.2.1 Cuando la resistencia de un grupo de anclajes se encuentra determinada por el arrancamiento 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 sea lo 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. En 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

17.2.2 Los anclajes adheridos deben instalarse en concreto que tenga una edad mínima de 21 días en el momento de la instalación del anclaje.

17.2.3 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.

17.2.4 *Factor de modificación para concreto liviano,* λ_a

17.2.4.1 El factor de modificación λ_a para concreto de peso liviano debe cumplir con lo requerido en la Tabla 17.2.4.1. Se permite un valor alternativo de λ_a si se realizan ensayos de acuerdo con ACI 355.2 ó AI 355.4.

Tabla 17.2.4.1 — Factor de modificación λ_a para concreto liviano

Caso	λ_a [1]
Anclajes preinstalados o con sobreperforación en su base para falla en el concreto	1.0λ
Anclajes de expansión, de tornillo, o anclajes adheridos para falla en el concreto	0.8λ
Anclajes adheridos cuando fallan por adherencia de acuerdo con la ecuación (17.6.5.2.1)	0.6λ

[1] λ debe estar de acuerdo con 19.2.4.

17.2.5 Los anclajes deben instalarse e inspeccionarse de acuerdo con los requisitos de 26.7 y 26.13.

17.3 — Límites del diseño

17.3.1 Los valores de f'_c usados para los cálculos en este capítulo, no deben exceder 70 MPa para anclajes preinstalados y 55 MPa para anclajes postinstalados. Se requieren ensayos para los anclajes postinstalados cuando se emplean en concreto con f'_c mayor a 55 MPa.

COMENTARIO

R17.2.2 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.

R17.2.3 ACI 355.4 incluye ensayos opcionales para confirmar si los anclajes adheridos horizontales o con una inclinación hacia arriba son adecuados.

R17.2.4 *Factor de modificación para concreto liviano,* λ_a

R17.2.4.1 El número de ensayos disponibles para establecer la resistencia de anclajes colocados en concreto liviano es limitado. Los ensayos de pernos con cabeza preinstalados en concreto liviano indican que el factor actual de reducción λ representa 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, anclajes de tornillo, con sobreperforación en su base 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.

R17.3 —Límites del diseño

R17.3.1 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 al aumentar la resistencia del concreto, en especial para los anclajes preinstalados, en concretos con resistencia a la compresión en el rango de 75 a 85 MPa. Hasta no contar con ensayos adicionales, se ha fijado un límite superior a f'_c de 70 MPa para el diseño de anclajes preinstalados. Esta limitación es congruente con la impuesta para resistencia al cortante, para resistencia a torsión y la longitud de desarrollo del refuerzo en este Reglamento (22.5.3.1, 22.6.3.1, 22.7.2.1, 25.4.1.4). Algunos anclajes postinstalados de expansión pueden tener dificultad para expandirse en concretos de resistencia muy alta, en la perforación con taladro, la formación del acanalado interno que el roscado produce en la superficie interna de la perforación previamente hecha en el concreto durante la instalación del anclaje, y la resistencia de adherencia en anclajes adheridos puede verse afectada adversamente por concreto de muy alta resistencia. El límite de 55 MPa en el diseño de anclajes postinstalados refleja el intervalo actual de resistencia del concreto para los ensayos especificados en ACI

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

17.3.2 Para anclajes con diámetros $d_a \leq$ 100 mm, las exigencias para prevenir el arrancamiento del concreto se deben considerar satisfechas si se cumple con los procedimientos de diseño de 17.6.2 y 17.7.2.

17.3.3 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 17.6.5.

17.3.4 Para anclajes de tornillo con profundidades de embebido $5d_a \leq h_{ef} \leq 10d_a$ y $h_{ef} \geq$ 40 mm los requisitos para resistencia por arrancamiento del concreto se pueden considerar satisfechos por medio de los procedimientos de diseño de 17.6.2 y 17.7.2.

COMENTARIO

355.2 y ACI 355.4. El límite de 55 MPa, podría excederse si se verifica por medio de ensayos.

R17.3.2 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 50 mm y longitudes de embebido mayores de 600 mm. En 2011, las limitaciones al diámetro y longitud de embebido se revisaron para limitar el diámetro a 100 mm 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 105 mm de diámetro, embebidos de 1.15 m en ensayos a tracción y 75 mm de diámetro en ensayos a corte. La razón para esta limitación a 100 mm de diámetro se debe a que el máximo diámetro de anclaje en ASTM F1554 es 100 mm mientras que otras normas ASTM permiten anclajes hasta de 200 mm de diámetro los cuales no han sido ensayados para garantizar la aplicabilidad de los requisitos de 17.6.2 y 17.7.2 para resistencia de arrancamiento del concreto.

R17.3.3 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).

R17.3.4 La investigación sobre anclajes de tornillo realizada por Olsen et al. (2012) está basada en el diámetro nominal del anclaje de tornillo correspondiente al diámetro nominal de la broca del taladro (por ejemplo, un anclaje de tornillo de 16 mm se instala en una perforación taladrada con una broca ANSI de 16 mm). Esta definición del tamaño de un anclaje de tronillo es aproximadamente el diámetro del núcleo o fuste del tornillo en vez del diámetro externo mayor del roscado. Esta definición difiere con la de anclajes estándar ASME B1.1 que usa un área menor del fuste del anclaje y un área efectiva menor. El área efectiva de un anclaje de tornillo, al igual que con otros anclajes mecánicos postinstalados, es la que indica el fabricante.

El modelo empírico de diseño de Olsen et al. (2012) fue derivado de una base de datos de ensayos en concreto fisurado y no fisurado, realizados con anclajes de tornillo de tamaños métricos realizados en Europa y anclajes de tamaños en pulgadas ensayados por laboratorios independientes de acuerdo con ICC-ES AC193.

Para anclajes de tornillo en concreto, la profundidad de embebido efectiva, h_{ef}, se determina como una reducción de la profundidad de embebido nominal la cual a su vez se basa en características geométricas del tornillo. El embebido efectivo se verifica durante los ensayos de calificación realizados de acuerdo con ACI 355.2 y es suministrado por el fabricante para ser utilizada en el diseño. La utilización de embebido efectivo reducido con el Método de Diseño de Capacidad del Concreto (DCC) demuestra que representa adecuadamente el comportamiento de tornillos para concreto dentro de la base de

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

17.3.5 Los anclajes deben cumplir con las distancias al borde, espaciamientos, y espesores de 17.9, a menos que se coloque refuerzo suplementario para controlar las fallas por hendimiento.

17.4 — Resistencia requerida

17.4.1 La resistencia requerida debe calcularse de acuerdo con las combinaciones de mayoración de carga del Capítulo 5.

17.4.2 Para anclajes en estructuras asignadas a CDS C, D, E, y F, deben cumplirse los requisitos adicionales de 17.10.

17.5 — Resistencia de diseño

17.5.1 Para cada combinación de mayoración de carga aplicable, la resistencia de diseño de anclajes individuales y grupos de anclajes se debe cumplir con $\phi S_n \geq U$. Debe considerarse la interacción entre efectos de las cargas de acuerdo con 17.8.1.

17.5.1.1 Los factores de reducción de resistencia, ϕ, deben determinarse de acuerdo con 17.5.3.

17.5.1.2 La resistencia nominal para cualquier anclaje o grupo de anclajes debe basarse en los modelos de diseño que resulten 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, solicitaciones 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, que cumplan con 17.5.1.2 en lo siguiente:

(a) Resistencia a tracción del acero del anclaje
(b) Resistencia al arrancamiento del concreto de anclajes en tracción
(c) Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción de un solo anclaje preinstalado o de un solo anclaje postinstalado de expansión, de tornillo, y con sobreperforación en su base
(d) Resistencia al desprendimiento lateral del concreto por tracción de anclajes con cabeza
(e) Resistencia a la adherencia en tracción de anclajes adheridos
(f) Resistencia del acero del anclaje en cortante
(g) Resistencia del anclaje en cortante al arrancamiento del concreto

COMENTARIO

datos actual y también validó los efectos y limitaciones de algunos parámetros relevantes, tales como la profundidad de embebido efectiva y el espaciamiento de los anclajes (17.9).

R17.5 — Resistencia de diseño

R17.5.1.2 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 R17.5.1.2(a) y R17.5.1.2(b). En CEB (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 (aplicable a todos los tipos de anclajes), resistencia a la extracción por deslizamiento (aplicable a anclajes preinstalados y a anclajes postinstalados expansivos, de tornillo y con sobreperforación en la base), resistencia al desprendimiento lateral (aplicable a anclajes con cabeza) y fallas de adherencia (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 (aplicables a todos los tipos de anclaje). Estos modos de falla están descritos en los requisitos de obligatorio cumplimiento de 17.6.2, 17.6.3, 17.6.4, 17.6.5, 17.7.2 y 17.7.3.

Cualquier modelo que cumpla con los requisitos de 17.5.1.2 y 17.5.2.3 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 17.9, 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 el Capítulo 26. Algunos anclajes postinstalados son menos sensibles a errores de instalación y a las tolerancias. Esto queda reflejado en los diferentes factores ϕ, dados en 17.5.3, basados en los criterios de evaluación del ACI 355.2 y ACI 355.4.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(h) Resistencia del anclaje en cortante al desprendimiento del concreto por cabeceo

COMENTARIO

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 R17.7.2.1).

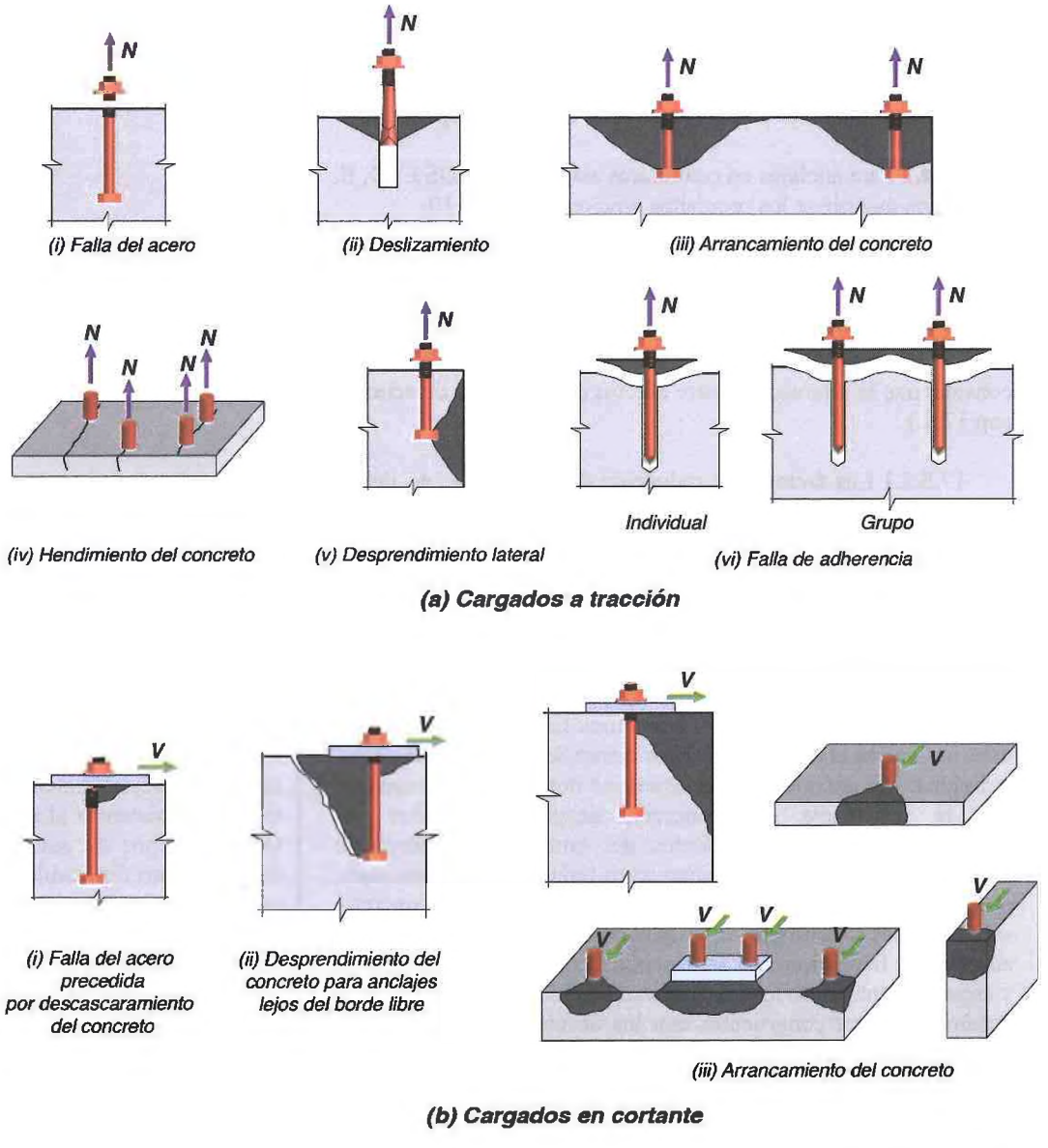


Fig. R17.5.1.2 — Modos de falla de anclajes

17.5.1.3 Se permite determinar la resistencia de los anclajes de acuerdo con 17.6 para los casos de 17.5.1.2(a) hasta (e), y 17.7 para 17.5.1.2(f) hasta (h). Para anclajes adheridos que resisten cargas sostenidas en tracción, debe cumplirse con los requisitos de 17.5.2.2.

R17.5.1.3 El método de diseño para arrancamiento del concreto incluido como de obligatorio cumplimiento con 17.5.1.2 fue desarrollado con base en el Método de Diseño de Capacidad del Concreto (DCC) (Fuchs et al. 1995; Eligehausen y Balogh 1995) que a su vez es una adaptación del Método Kappa (Eligehausen and Fuchs 1988; Eligehausen et al. 2006a) con un ángulo de la superficie de falla por arrancamiento de aproximadamente 35 grados (figuras R17.5.1.3a y b). Se considera que es suficientemente preciso, relativamente fácil de utilizar y además aplicable en disposiciones irregulares de los anclajes. El método DCC predice la resistencia de un

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

anclaje o grupo de anclajes utilizando una ecuación básica para tracción 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. Para cortante se emplea un procedimiento similar. Investigaciones experimentales y teóricas han demostrado la aplicabilidad del Método DCC también a anclajes adheridos (Eligehausen et al. 2006a)

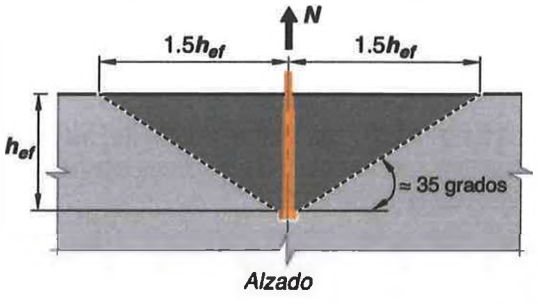


Fig. R17.5.1.3a — Cono de arrancamiento por tracción

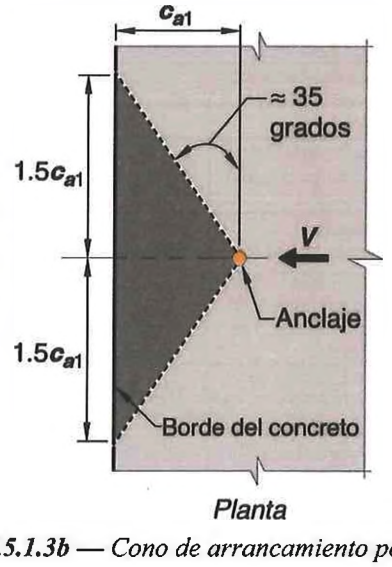


Fig. R17.5.1.3b — Cono de arrancamiento por cortante

17.5.1.3.1 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 en la Tabla 17.5.1.3.1, donde únicamente los anclajes susceptibles al modo de falla en particular bajo investigación deben incluirse en el grupo.

Tabla 17.5.1.3.1— Espaciamiento crítico

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	$3c_{a1}$

17.5.1.4 La resistencia de diseño de anclajes puede basarse en resultados de ensayos, utilizando un percentil del 5 por ciento de los resultados de ensayos representativos para 17.5.1.2(a) hasta (h).

R17.5.1.4 En 17.5.1.2 y 17.5.2.3 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 17.5.1.4, siempre que cuente con suficiente

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

17.5.2 Para cada combinación de mayoración de carga aplicable la resistencia de diseño de anclajes debe cumplir con los criterios de la Tabla 17.5.2.

Tabla 17.5.2 — Requisitos de resistencia de diseño para anclajes

Modo de falla	Un anclaje	Grupos de anclajes[1]	
		Anclaje individual en un grupo	Anclajes como grupo
Resistencia del acero en tracción (17.6.1)[2]	$\phi N_{sa} \geq N_{ua}$	$\phi N_{sa} \geq N_{ua,i}$	
Resistencia al arrancamiento del concreto en tracción[3] (17.6.2)	$\phi N_{cb} \geq N_{ua}$		$\phi N_{cbg} \geq N_{ua,g}$
Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción (17.6.3)	$\phi N_{pn} \geq N_{ua}$	$\phi N_{pn} \geq N_{ua,i}$	
Resistencia al desprendimiento lateral del concreto en tracción (17.6.4)	$\phi N_{sb} \geq N_{ua}$		$\phi N_{sbg} \geq N_{ua,g}$
Resistencia de adherencia de anclaje adherido en tracción (17.6.5)	$\phi N_{a} \geq N_{ua}$		$\phi N_{ag} \geq N_{ua,g}$
Resistencia del acero en cortante (17.7.1)	$\phi V_{sa} \geq V_{ua}$	$\phi V_{sa} \geq V_{ua,i}$	
Resistencia al arrancamiento del concreto por cortante[3] (17.7.2)	$\phi V_{cb} \geq V_{ua}$		$\phi V_{cbg} \geq V_{ua,g}$
Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje por cortante (17.7.3)	$\phi V_{cp} \geq V_{ua}$		$\phi V_{cpg} \geq V_{ua,g}$

[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.

[2] Las secciones a las cuales se hace referencia en paréntesis son apuntadores a modelos que son permitidos utilizar para evaluar resistencias nominales.

[3] Si se coloca refuerzo de anclaje de acuerdo con 17.5.2.1, se permite utilizar la resistencia de diseño del refuerzo del anclaje en vez de la resistencia del anclaje a arrancamiento del concreto.

17.5.2.1 La resistencia de diseño del refuerzo de anclajes se permite que sea utilizado en vez del de la resistencia al arrancamiento del concreto si se cumple con (a) o (b):

(a) Para tracción, si el refuerzo del anclaje se desarrolla de acuerdo con el Capítulo 25 en ambos loados de la superficie de arrancamiento.

(b) Para cortante, si el refuerzo del anclaje se desarrolla de acuerdo con el Capítulo 25 en ambos lados de la superficie

COMENTARIO

información para verificar el modelo. 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 17.5.1.2. 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.

R17.5.2 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 combinados los anclajes individuales en un grupo están sometidos a fuerzas cortantes de diferente magnitud. La Tabla 17.5.2 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. 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.

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 Klingner et al. (1982), *fib* (2011), ACI 349 (2013) y Eligehausen et al. (2006b) se proporciona información sobre el efecto del refuerzo en el comportamiento de los anclajes. El efecto del refuerzo no se 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 17.6.2 y 17.7.2. Se puede proporcionar refuerzo al anclaje en vez de calcular la capacidad de arrancamiento usando las disposiciones del Capítulo 25 junto con 17.5.2.1.

R17.5.2.1 Para condiciones donde la fuerza de tracción mayorada excede a la resistencia de arrancamiento del concreto del anclaje, o anclajes, o donde la resistencia al arrancamiento no se evalúa, la resistencia nominal puede ser aquella del refuerzo del anclaje desarrollado adecuadamente como se ilustra en la Fig. R17.5.2.1a para tracción y en las figuras.R17.5.2.1b(i) y R17.5.2.1b(ii) para cortante. Debido a que el refuerzo del anclaje se coloca debajo de donde se aplica el cortante (véase la Fig. R17.5.2.1b), la fuerza en el refuerzo del anclaje será mayor que la fuerza cortante. El refuerzo del

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

de arrancamiento, o encierra el anclaje y se desarrolla más allá de la superficie de arrancamiento.

17.5.2.1.1 Los factores de reducción de resistencia ϕ para el refuerzo del anclaje deben cumplir con 17.5.3.

COMENTARIO

anclaje se distingue del refuerzo suplementario en que se diseña exclusivamente para las cargas del anclaje y su intención es precluir el arrancamiento del concreto. Se pueden utilizar modelos puntal-tensor en el diseño del refuerzo del anclaje. En la práctica, el refuerzo del anclaje en general es usado solo en aplicaciones con anclajes preinstalados.

(a) Se debe poner atención al seleccionar y colocar el refuerzo del anclaje. El refuerzo del anclaje puede consistir en estribos, amarres u horquillas colocadas lo más cerca posible del anclaje. Es benéfico que el refuerzo del anclaje encierre el refuerzo superficial cuando sea posible. Solamente los refuerzos espaciados menos de $\mathbf{0.5}h_{ef}$ del eje central del anclaje pueden 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. 16.

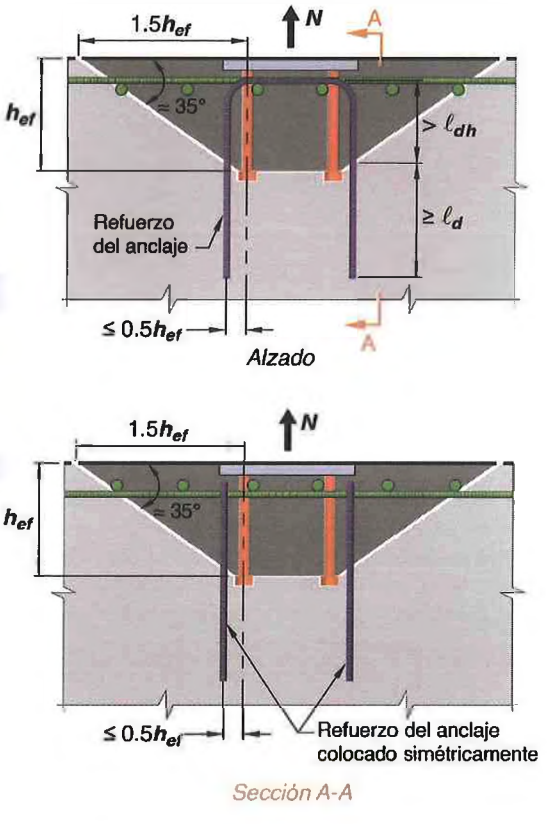


***Fig.R17.5.2.1a** — Refuerzo del anclaje para tracción*

(b) Para asegurar el desarrollo del refuerzo del anclaje para cortante, el refuerzo del anclaje que lo encierra mostrado en la Fig. R17.5.2.1b(i) 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 encerrar el refuerzo se limitaron a refuerzo del anclaje con un diámetro máximo similar al de la barra No. 16. 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. 19. Debido

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

a que se requiere desarrollo para todo el f_y el uso de refuerzo en exceso para reducir la longitud de desarrollo no se permite para refuerzo de anclajes.

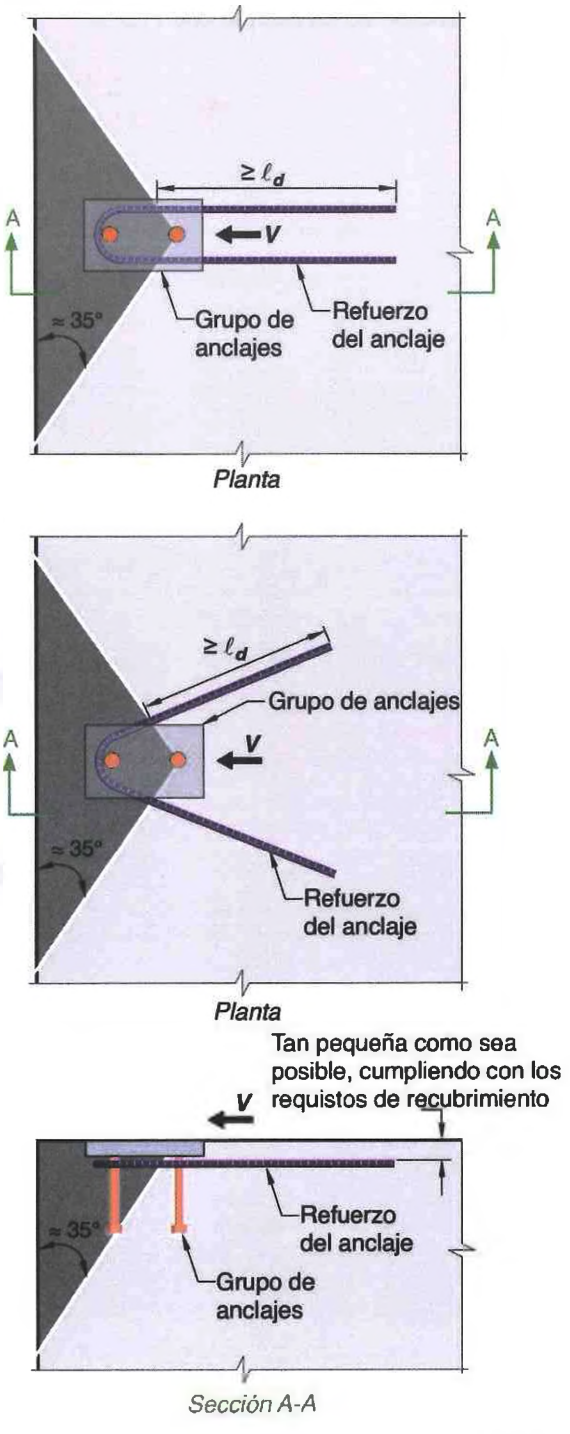


Fig. R17.5.2.1b(i) *— Refuerzo de anclaje para cortante en forma de horquilla*

El refuerzo del anclaje para cortante también puede consistir en estribos, estribos cerrados de confinamiento, amarres y horquillas, encerrando el refuerzo de borde embebido en el cono de arrancamiento y colocado lo más cerca

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

posible de los anclajes (véase Fig. R17.5.2.1b(ii)). 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 pueden 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. 19.

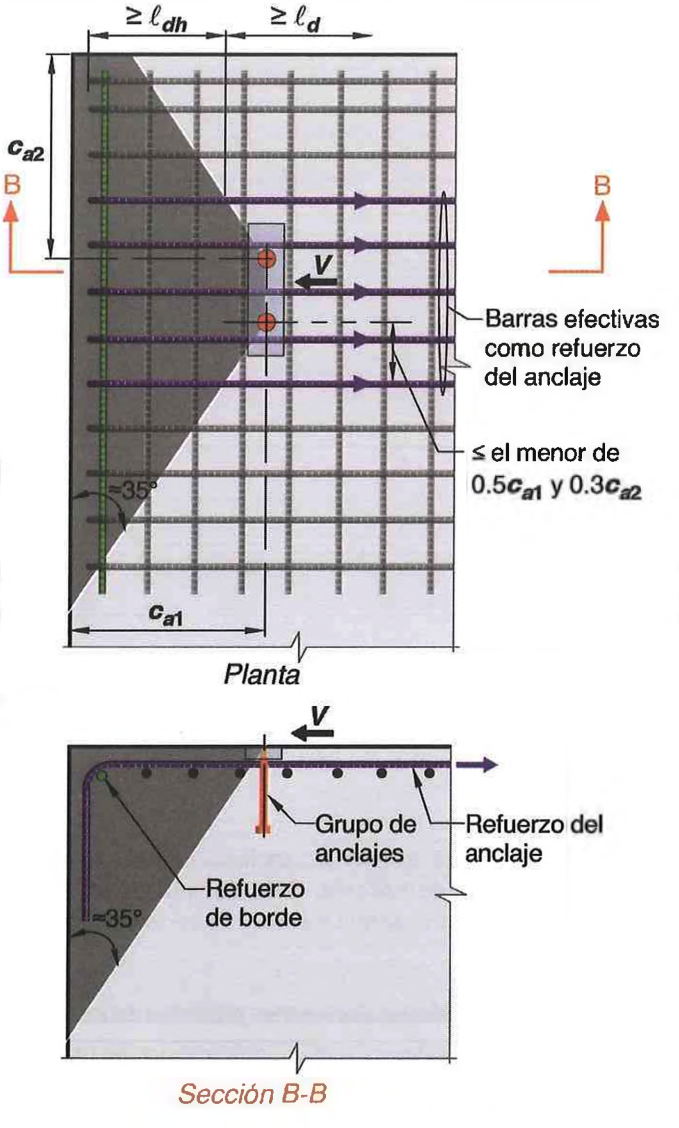


Fig. R17.5.2.1b(ii) *— Refuerzo de borde y refuerzo de anclaje para cortante*

17.5.2.2 Para el diseño de anclajes adheridos para resistir cargas de tracción permanentes se debe cumplir con la ecuación (17.5.2.2):

$$0.55\phi N_{ba} \geq N_{ua,s} \qquad (17.5.2.2)$$

R17.5.2.2 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 de tracción permanente. La resistencia de anclajes adheridos a cargas de tracción permanentes depende particularmente de una correcta instalación, incluyendo la limpieza de la

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

donde N_{ba} es la resistencia básica de adherencia para un solo anclaje adherido y $N_{ua,s}$ es la carga sostenida mayorada a tracción.

17.5.2.2.1 Para grupos de anclajes adheridos sometidos a cargas sostenidas de tracción, debe cumplirse con la ecuación (17.5.2.2) para el anclaje que resista la carga sostenida en tracción mayor.

17.5.2.3 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 17.8.

17.5.2.4 Los anclajes deben cumplir con las distancias al borde, espaciamiento, y espesores de 17.9 para para evitar fallas por hendimiento.

17.5.2.5 Los anclajes asignados a las Categorías de Diseño Sísmico C, D, E, o F deben cumplir los requisitos adicionales de 17.10.

COMENTARIO

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.

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 21°C y un mínimo de 10 años a una temperatura de 43°C. Para vidas útiles de más años (por ejemplo, mayor que 50 años) o temperaturas más altas, deben considerarse factores más bajos. Información adicional sobre el uso de anclajes adheridos para estas condiciones puede encontrarse consultando al fabricante del adhesivo.

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 (National Transportation Safety Board.2007). Otro tipo de anclajes puede ser más apropiado para estos casos. Cuando se utilizan anclajes adheridos instalados horizontalmente o hacia arriba y sometidos a cargas permanentes de tracción, es esencial que se cumplan con 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. Los requisitos de inspección e instalación se dan en el Capítulo 26.

R17.5.2.2.1 La revisión de grupos de anclaje se limita al anclaje con mayor carga en el grupo, de forma análoga al diseño para deslizamiento.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

17.5.2.6 Los anclajes con espigos de cortante utilizados para transferir cargas estructurales deben cumplir los requisitos de 17.11.

17.5.3 Los factores de reducción de resistencia ϕ para anclajes en concreto deben cumplir con las Tablas 17.5.3(a), 17.5.3(b) y 17.5.3(c). El factor de reducción de resistencia ϕ para refuerzo del anclaje debe ser 0.75.

Tabla 17.5.3(a) — Resistencia del anclaje gobernada por el acero

Tipo de elemento de acero	Factor de reducción de resistencia ϕ	
	Tracción (en el acero)	Cortante (en el acero)
Dúctil	0.75	0.65
Frágil	0.65	0.60

Tabla 17.5.3(b) — Resistencia del anclaje gobernada por el arrancamiento del concreto

Refuerzo suplementario	Tipo de instalación del anclaje	Categoría del anclaje según ACI 355.2 ó ACI 355.4[1]	Factor de reducción de resistencia ϕ	
			Tracción (arrancamiento del concreto, adherencia o desprendimiento lateral)	Cortante (arrancamiento del concreto)
Refuerzo suplementario está presente	Anclajes preinstalados	No es aplicable	0.75	0.75
	Anclajes postinstalados	1	0.75	
		2	0.65	
		3	0.55	
Refuerzo suplementario no está presente	Anclajes preinstalados	No es aplicable	0.70	0.70
	Anclajes postinstalados	1	0.65	
		2	0.55	
		3	0.45	

[1] Categoría de Anclajes 1 indica baja sensibilidad a la instalación y alta confiabilidad. Los Anclajes Categoría 2 indican mediana sensibilidad a la instalación y confiabilidad mediana. La Categoría 3 alta sensibilidad a la instalación y baja confiabilidad.

Tabla 17.5.3(c) — Resistencia del anclaje gobernada por el deslizamiento del anclaje o desprendimiento del concreto

Tipo de instalación del anclaje	Categoría del anclaje según ACI 355.2 o ACI 355.4	Factor de reducción de resistencia ϕ	
		Tracción (deslizamiento del anclaje)	Cortante (desprendimiento del concreto)
Anclajes preinstalados	No es aplicable	0.70	0.70
Anclajes postinstalados	1	0.65	
	2	0.55	
	3	0.45	

[1] Categoría de Anclajes 1 indica baja sensibilidad a la instalación y alta confiabilidad. Los Anclajes Categoría 2 indican mediana sensibilidad a la instalación y confiabilidad mediana. La Categoría 3 alta sensibilidad a la instalación y baja confiabilidad.

COMENTARIO

R17.5.3 Los factores ϕ para la resistencia del acero en la Tabla 17.5.3(a), se basan en el uso de f_{uta} para determinar la resistencia nominal del anclaje (véanse 17.6.1 y 17.7.1) en vez de f_{ya} como se usa en el diseño de miembros 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 congruente con el uso de los factores ϕ más altos aplicados a f_{ya}. Factores ϕ para cortante, que son menores, 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 múltiples anclajes.

Los factores ϕ para resistencia del anclaje controlada por arrancamiento del concreto, adherencia y desprendimiento lateral de la Tabla 17.5.3(b) se separan en dos grupos con base en la presencia o ausencia de refuerzo suplementario. La clasificación de refuerzo suplementario en esta tabla reemplaza las condiciones A y B utilizadas en reglamentos anteriores. Las aplicaciones con refuerzo suplementario conducen a una mayor capacidad de deformación, permitiendo un aumento de los factores ϕ. No se requiere un diseño explícito del refuerzo suplementario para fuerzas relacionadas con el anclaje; no obstante, la disposición del refuerzo suplementario debe semejarse a la del refuerzo del anclaje mostrado en las figuras R17.5.2.1a y R17.5.2.1b(i) y (ii). En contraposición al refuerzo de anclaje, no se requiere desarrollar totalmente el refuerzo suplementario más allá del plano supuesto de falla por arrancamiento del concreto.

Para arrancamiento del concreto en cortante en todos los tipos de anclaje y para modos de falla frágiles del concreto en anclajes preinstalados, el factor de reducción de resistencia básico para fallas frágiles del concreto ($\phi = 0.70$) se seleccionó con base en los resultados de estudios probabilísticos. A pesar de que este factor es mayor que el factor de reducción de resistencia para concreto estructural simple ($\phi = 0.60$), las expresiones para la resistencia nominal utilizadas en este capítulo y los requisitos de los ensayos, que 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. Para los mismos casos el valor $\phi = 0.75$ es compatible con el nivel de seguridad fallas a cortante en vigas de concreto, y ha sido recomendado en el *PCI Design Handbook* (MNL 120) y en ACI 349.

Los ensayos incluidos en ACI 355.2 y ACI 355.4 para evaluar la sensibilidad de un anclaje al procedimiento de instalación permiten determinar las Categorías de Anclajes tal como se presentan en la Tabla 17.5.3(b) para anclajes registrados (proprietary) de expansión, de tornillo, con sobreperforación en su base, y adheridos. Los ensayos del ACI 355.2 para medir la sensibilidad a la instalación miden los

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

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, de tornillo 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.

17.6 — Resistencia a la tracción

17.6.1 *Resistencia del acero en anclajes en tracción,* N_{sa}

17.6.1.1 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.

17.6.1.2 La resistencia nominal del acero de un anclaje en tracción, N_{sa}, debe calcularse con:

$$N_{sa} = A_{se,N} f_{uta} \qquad (17.6.1.2)$$

donde $A_{se,N}$ es el área efectiva de la sección de un anclaje en tracción en mm², y f_{uta} utilizado en los cálculos no debe exceder $1.9 f_{ya}$ ó 860 MPa.

R17.6 — Resistencia a la tracción

R17.6.1 *Resistencia del acero en anclajes en tracción,* N_{sa}

R17.6.1.2 La resistencia nominal a tracción de los anclajes está mejor representada por f_{uta} que por f_{ya} debido a que 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 el producto $A_{se,N} f_{uta}$ en sus especificaciones desde la edición de 1986 de sus especificaciones. El uso de la ecuación (17.6.1.2) con los factores de carga de 5.3 y los factores ϕ de 17.5.3 da como resultado resistencias de diseño congruentes con 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}. 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. 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.

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, ASME B1.1 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 mm de roscado.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

17.6.2 *Resistencia al arrancamiento del concreto de anclajes en tracción,* N_{cb}

17.6.2.1 La resistencia nominal de arrancamiento del concreto en tracción, N_{cb} de un anclaje individual o N_{cbg} de un grupo de anclajes que cumpla con 17.5.1.3.1, debe calcularse por medio de (a) o (b) respectivamente:

(a) Para un solo anclaje:

$$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ed,N}\, \psi_{c,N}\, \psi_{cp,N}\, N_b \qquad (17.6.2.1a)$$

(b) Para un grupo de anclajes:

$$N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ec,N}\, \psi_{ed,N}\, \psi_{c,N}\, \psi_{cp,N}\, N_b \qquad (17.6.2.1b)$$

donde los factores $\psi_{ec,N}$, $\psi_{ed,N}$, $\psi_{c,N}$ y $\psi_{cp,N}$ se encuentran definidos en 17.6.2.3, 17.6.2.4, 17.6.2.5 y 17.6.2.6 respectivamente.

COMENTARIO

R17.6.2 *Resistencia al arrancamiento del concreto de anclajes en tracción,* N_{cb}

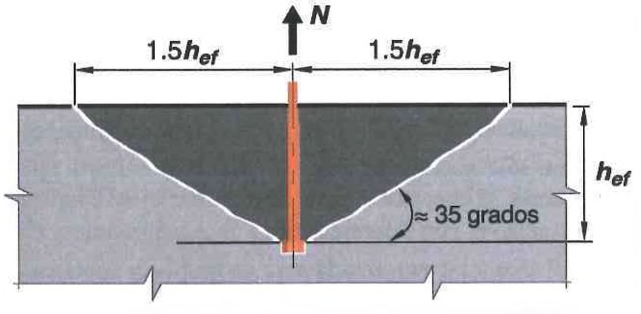
R17.6.2.1 El efecto de anclajes múltiples, espaciamiento entre anclajes y la distancia al borde en la resistencia nominal al arrancamiento debida a tracción, se toma en consideración al aplicar los factores de modificación A_{Nc}/A_{Nco} y $\psi_{ed,N}$ en las ecuaciones (17.6.2.1a) y (17.6.2.1b).

La Fig. R17.6.2.1(a) muestra A_{Nco} y el desarrollo de la ecuación (17.6.2.1.4). A_{Nco} es el área máxima proyectada para un solo anclaje. La Fig. R17.6.2.1(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 ecuación (17.6.2.1b). Si los grupos de anclajes están colocados de tal manera que sus áreas proyectadas se traslapan, es necesario que el valor de A_{Nc} sea reducido de acuerdo con ello

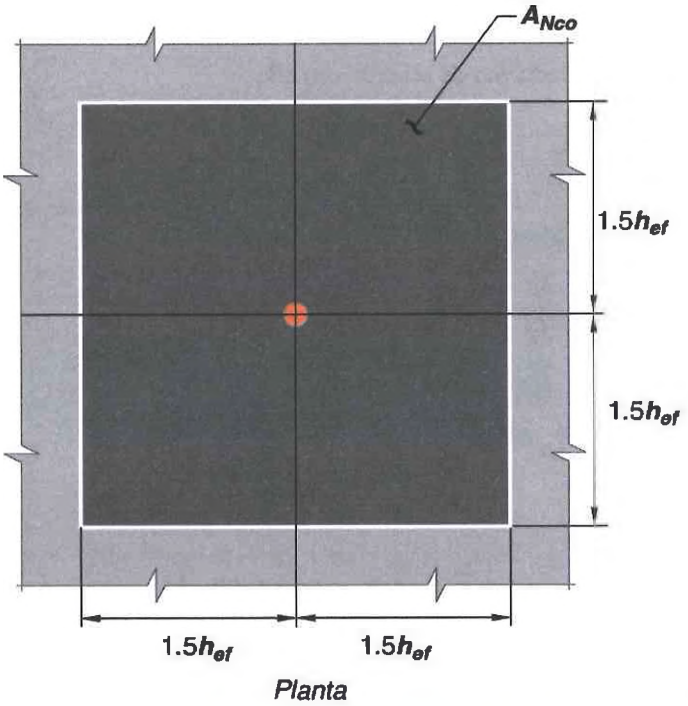
American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

La distancia crítica al borde para pernos con cabeza, tornillos con cabeza, anclajes de expansión, anclajes de tornillo, y anclajes con sobreperforación en su base es $1.5h_{ef}$



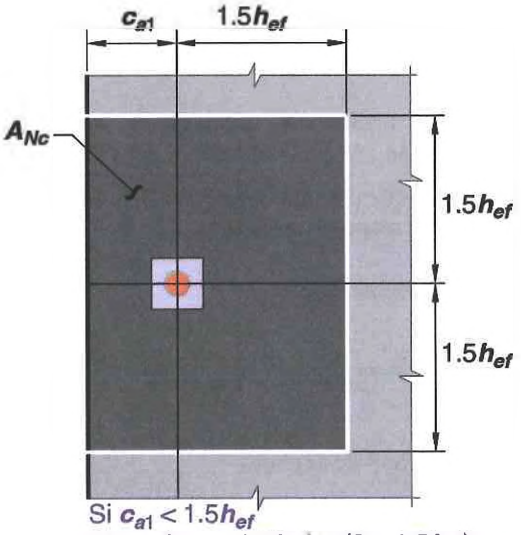
Sección a través de un cono de falla



Planta

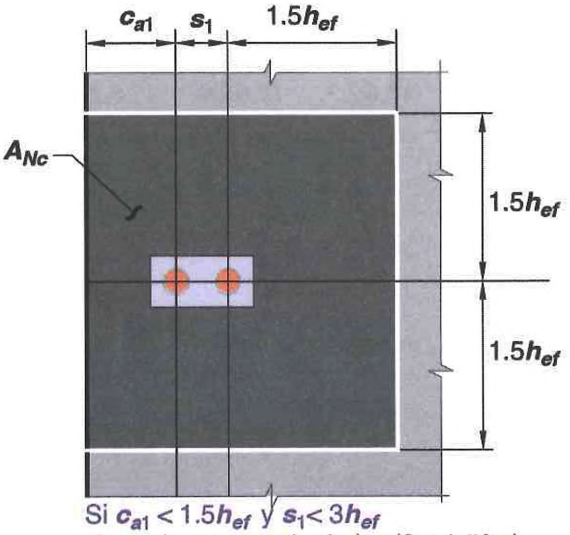
$A_{Nco} = (2 \times 1.5h_{ef}) \times (2 \times 1.5h_{ef}) = 9h_{ef}^2$

COMENTARIO



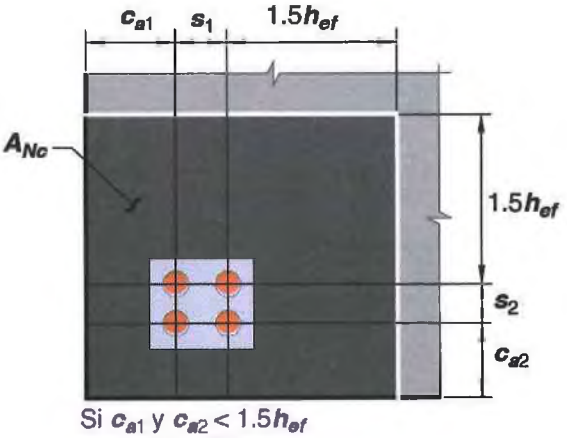
Si $c_{a1} < 1.5h_{ef}$

$A_{Nc} = (c_{a1} + 1.5h_{ef}) \times (2 \times 1.5h_{ef})$



Si $c_{a1} < 1.5h_{ef}$ y $s_1 < 3h_{ef}$

$A_{Nc} = (c_{a1} + s_1 + 1.5h_{ef}) \times (2 \times 1.5h_{ef})$



Si c_{a1} y $c_{a2} < 1.5h_{ef}$

y s_1 y $s_2 < 3h_{ef}$

$A_{Nc} = (c_{a1} + s_1 + 1.5h_{ef}) \times (c_{a2} + s_2 + 1.5h_{ef})$

(a) *(b)*

***Fig. R17.6.2.1** — (a) cálculo de A_{Nco} y (b) cálculo de A_{Nc} para anclajes individuales y grupos de anclajes*

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

17.6.2.1.1 A_{Nc} es el área proyectada de la superficie de falla del concreto para un solo anclaje o de un grupo de anclajes que se aproxima a la base de la forma geométrica rectilínea que resulta de proyectar la superficie de falla hacia afuera $1.5h_{ef}$ del eje central del anclaje, o en el caso de un grupo de anclajes, de la línea a través de una fila de anclajes adyacentes. A_{Nc} no debe exceder nA_{Nc}, donde n corresponde al número de anclajes en el grupo que resisten tracción.

17.6.2.1.2 Si 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 17.6.2.1.1, y en las ecuaciones en 17.6.2.1 hasta 17.6.2.4 debe ser el mayor entre (a) y (b):

(a) $c_{a,\max}/1.5$

(b) $s/3$ donde s es el espaciamiento máximo entre anclajes dentro del grupo.

COMENTARIO

R17.6.2.1.2 Para anclajes que se ubican a menos de $1.5h_{ef}$ de tres o más bordes el Método DCC (véase R17.5.1.3), que constituye la base para las ecuaciones en 17.6.2.1 hasta 17.6.2.4, 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 17.6.2.1 hasta 17.6.2.4 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 que es menor o igual al $1.5h_{ef}$ 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. R17.6.2.1.2. 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 $h_{ef} = h'_{ef} =$ 100 mm. Para este ejemplo, éste 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 17.6.2.1.2 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 17.6.2.1 hasta 17.6.2.4 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. R17.6.2.1.2, el punto A define la intersección de la superficie de falla supuesta para limitar h_{ef} con la superficie de concreto.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

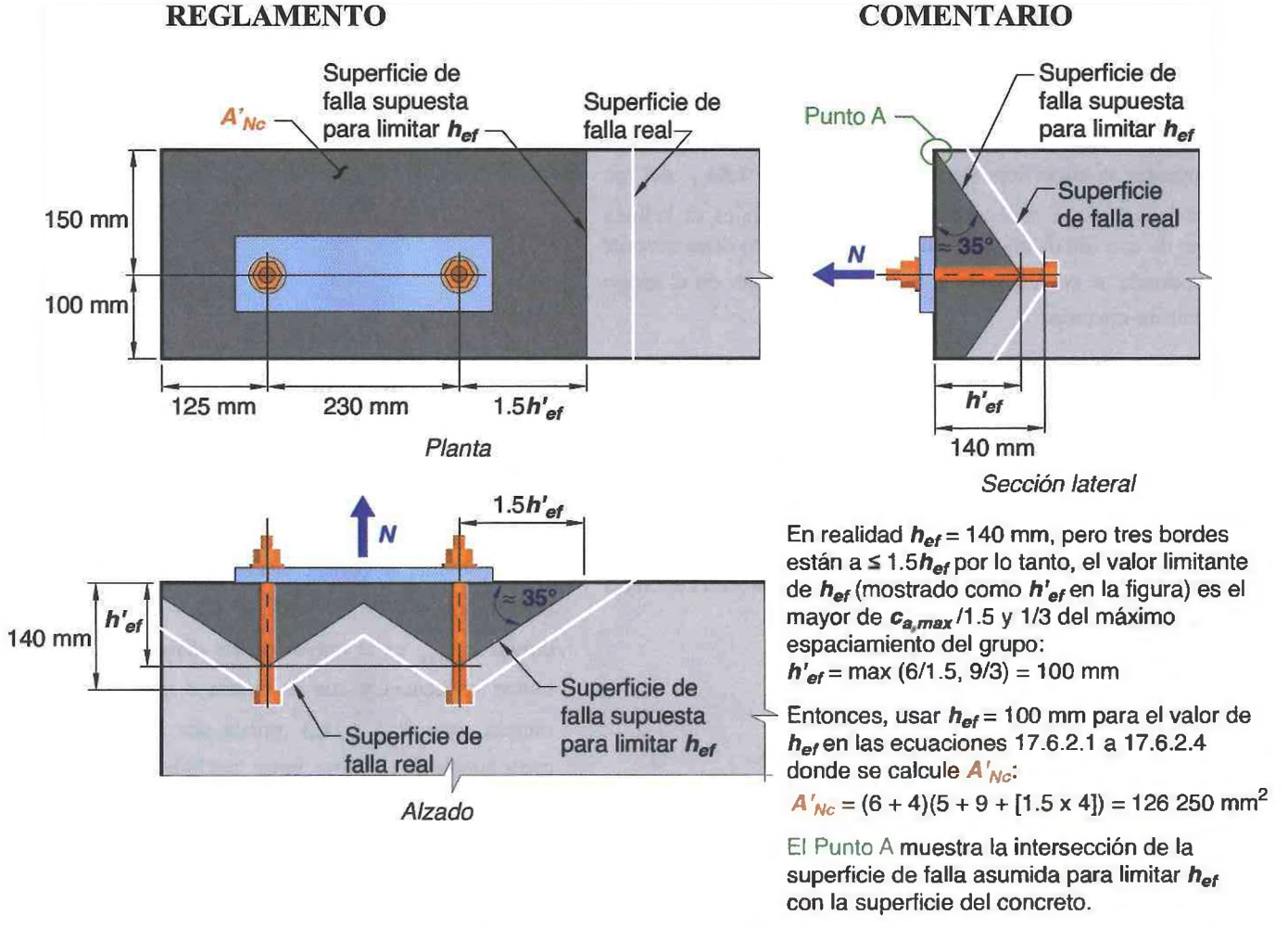


Fig. R17.6.2.1.2 — Ejemplo de tracción donde los anclajes están localizados en miembros angostos

17.6.2.1.3 Cuando se agrega una platina o arandela adicional 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.

17.6.2.1.4 A_{Nco} es el área proyectada de la superficie de falla de un solo anclaje con una distancia del borde igual o mayor a $1.5h_{ef}$ y debe calcularse de acuerdo con la ecuación (17.6.2.1.4).

$$A_{Nco} = 9h_{ef}^2 \qquad (17.6.2.1.4)$$

17.6.2.2 *Resistencia básica al arrancamiento de un solo anclaje,* N_b

17.6.2.2.1 La resistencia básica al arrancamiento del concreto, N_b, de un solo anclaje en tracción embebido en concreto fisurado debe calcularse por medio de la ecuación (17.6.2.2.1), excepto en lo que permita 17.6.2.2.3

$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5} \qquad (17.6.2.2.1)$$

R17.6.2.2 *Resistencia básica al arrancamiento de un solo anclaje,* N_b

R17.6.2.2.1 La ecuación para determinar la resistencia básica de un anclaje por arrancamiento del concreto fue derivada suponiendo un prisma de falla del concreto con un ángulo de aproximadamente 35 grados, considerando los conceptos de mecánica de fractura (Fuchs et al. 1995; Eligehausen and Balogh 1995; Eligehausen and Fuchs 1988; *fib* 2011)

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

donde k_c = 10 para anclajes preinstalados y k_c = 7 para anclajes postinstalados.

17.6.2.2.2 Se puede incrementar el valor de k_c por encima de 7 para anclajes postinstalados con base en ensayos específicos para el producto según ACI 355.2 ó ACI 355.4, pero no puede exceder 10.

17.6.2.2.3 Para tornillos y pernos con cabeza preinstalados individuales con 280 mm $\leq h_{ef} \leq$ 635 mm, N_b se debe calcular por medio de:

$$N_b = 3.9\lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{5/3} \qquad (17.6.2.2.3)$$

COMENTARIO

Los valores de k_c en la ecuación (17.6.2.2.1) fueron determinados a partir de una amplia base de datos de resultados de ensayos en 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).

R17.6.2.2.3 Para anclajes con un embebido más profundo (h_{ef} > 280 mm), los resultados de ensayos indican que el uso de $h_{ef}^{1.5}$ puede ser demasiado conservador para algunos casos. Se incluye una expresión alternativa, ecuación (17.6.2.2.3), que usa $h_{ef}^{5/3}$ para evaluar anclajes preinstalados con cabeza y tornillos con cabeza con 280 mm $\leq h_{ef} \leq$ 635 mm. 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 (17.6.2.2.3) debe justificarse por medio de resultados de ensayos realizados de acuerdo con 17.5.1.4. Investigaciones numéricas y experimentales indican que la Ec. (17.6.2.2.3) puede no ser conservadora para h_{ef} > 635 mm donde el esfuerzo de aplastamiento en la cabeza del anclaje puede estar en el límite permitido por la ecuación (17.6.3.2.2a), o muy cerca de él (Ožbolt et al. 2007).

17.6.2.3 *Factor de excentricidad del arrancamiento,* $\psi_{ec,N}$

17.6.2.3.1 El factor de modificación para grupos de anclajes sometido a cargas excéntricas de tracción, $\psi_{ec,N}$, debe calcularse por medio de la ecuación (17.6.2.3.1).

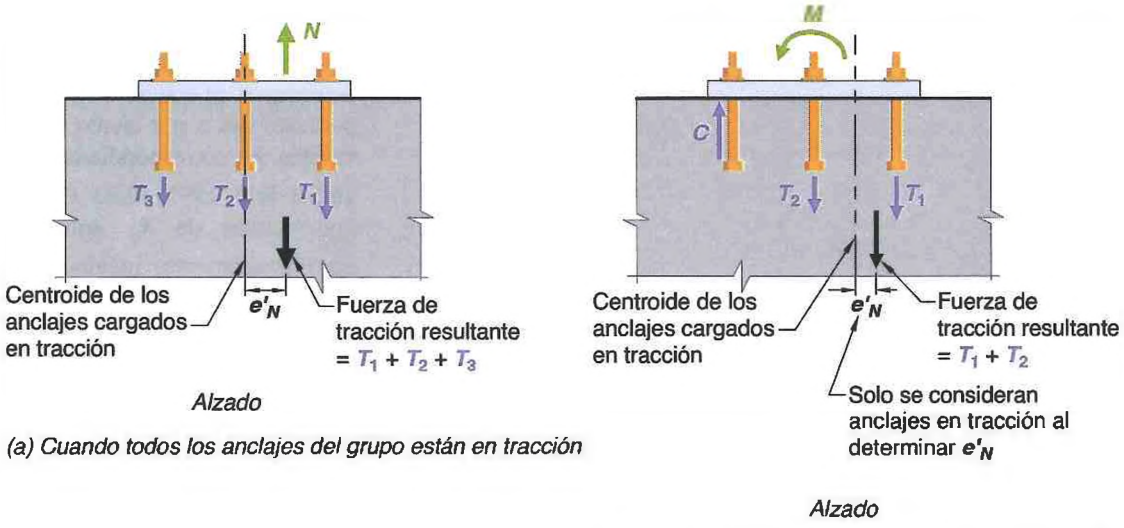
$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2e'_N}{3h_{ef}}\right)} \leq 1.0 \qquad (17.6.2.3.1)$$

R17.6.2.3 *Factor de excentricidad del arrancamiento,* $\psi_{ec,N}$

R17.6.2.3.1 La Fig. R17.6.2.3.1(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. R17.6.2.3.1(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 e'_N con respecto al centro de gravedad de los anclajes en tracción.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO **COMENTARIO**



(a) Cuando todos los anclajes del grupo están en tracción

(b) Cuando unos anclajes del grupo están en tracción

***Fig. R17.6.2.3.1** — Definición de e'_N para un grupo de anclajes*

17.6.2.3.2 Si la carga sobre un grupo de anclajes es tal que sólo algunos anclajes del grupo se encuentran en tracción, únicamente esos anclajes en tracción deben considerarse para determinar la excentricidad e'_N a utilizar en la ecuación (17.6.2.3.1) y para calcular N_{cbg} en la ecuación (17.6.2.1b).

17.6.2.3.3 Cuando las cargas excéntricas actúen alrededor de dos ejes ortogonales, 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 (17.6.2.1b).

17.6.2.4 *Factor de efecto de borde del arrancamiento, $\psi_{ed,N}$*

17.6.2.4.1 El factor de modificación de efectos de borde para anclajes solos o grupos de anclajes en tracción, $\psi_{ed,N}$, se calcula por medio de (a) o (b).

(a) Si $c_{a,min} \geq 1.5h_{ef}$ entonces $\psi_{ed,N} = 1.0$ (17.6.2.4.1a)

(b) Si $c_{a,min} < 1.5h_{ef}$ entonces $\psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3\dfrac{c_{a,min}}{1.5h_{ef}}$ (17.6.2.4.1b)

R17.6.2.4 *Factor de efecto de borde del arrancamiento, $\psi_{ed,N}$*

R17.6.2.4.1 Si los anclajes se encuentran ubicados cerca de un borde, de tal manera que haya espacio insuficiente 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 por lo menos $1.5h_{ef}$, el modelo de diseño supone que 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).

17.6.2.5 *Factor de efecto fisuración para el arrancamiento, $\psi_{c,N}$*

17.6.2.5.1 El factor de modificación para tener en cuenta la influencia de la fisuración en regiones de anclajes al nivel de cargas de servicio, $\psi_{c,N}$, debe determinarse con (a) o (b):

R17.6.2.5 *Factor de efecto fisuración para el arrancamiento, $\psi_{c,N}$*

R17.6.2.5.1 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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(a) Para anclajes ubicados en una región de un miembro de concreto, donde el análisis señala que no hay fisuración para el nivel de cargas de servicio, se permite que $\psi_{c,N}$ sea:

$\psi_{c,N} = 1.25$ para anclajes preinstalados

$\psi_{c,N} = 1.4$ para anclajes postinstalados. y con el valor de k_c usado en la ecuación (17.6.2.2.1) igual a 7. Cuando el valor de k_c usado en la ecuación (17.6.2.2.1) se toma de los informes para evaluación de productos ACI 355.2 ó ACI 355.4 para anclajes postinstalados:

(i) $\psi_{c,N}$ deben obtenerse de los reportes de evaluación de productos de ACI 355.2 ó ACI 355.4. calificados para ser utilizados tanto en concreto fisurado como no fisurado

(ii) $\psi_{c,N}$ debe tomarse como 1.0 para anclajes calificados para ser utilizados en concreto no fisurado

(b) Para anclajes ubicados en una región de un miembro de concreto, donde el análisis señala que hay fisuración para el nivel de cargas de servicio, $\psi_{c,N}$ debe tomarse como 1.0 tanto para para anclajes preinstalados como postinstalados, y se debe cumplir con 17.6.2.6.

17.6.2.5.2 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.

COMENTARIO

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 0.3 mm de ancho. Si se esperan fisuras más anchas, se debe colocar refuerzo para controlar el ancho de la fisura a un valor aproximado de 0.3 mm. Véase ACI 224R para más información.

Las resistencias al arrancamiento del concreto dadas por las ecuaciones (17.6.2.2.1) y (17.6.2.2.3) suponen un concreto fisurado ($\psi_{c,N} = 1.0$) con $\psi_{c,N} k_c = 10$ para los anclajes preinstalados, e igual a 7 para anclajes postinstalados. Cuando se aplican los factores $\psi_{c,N}$ para concreto no fisurado (1.25 para los anclajes preinstalados y 1.4 para los anclajes postinstalados), resultan factores $\psi_{c,N} k_c$ iguales a 12.5 para anclajes preinstalados y a 10 para los postinstalados. Lo anterior concuerda con las observaciones en obra y ensayos que demuestran que la resistencia de anclajes preinstalados excede a la resistencia de anclajes postinstalados tanto en concreto fisurado como en concreto no fisurado.

17.6.2.6 *Factor de hendimiento para el arrancamiento,* $\psi_{cp,N}$

17.6.2.6.1 El factor de modificación para anclajes postinstalados diseñados para concreto no fisurado de acuerdo con 17.6.2.5 sin refuerzo suplementario para controlar el hendimiento, $\psi_{cp,N}$ debe calcularse por (a) o (b) utilizando la distancia crítica c_{ac} como se define en 17.9.5:

(a) Si $c_{a,\min} \geq c_{ac}$ entonces $\psi_{cp,N} = 1.0$ (17.6.2.6.1a)

(b) Si $c_{a,\min} < c_{ac}$ entonces $\psi_{cp,N} = \dfrac{c_{a,min}}{c_{ac}} \geq \dfrac{1.5h_{ef}}{c_{ac}}$ (17.6.2.6.1b)

R17.6.2.6 *Factor de hendimiento para el arrancamiento,* $\psi_{cp,N}$

R17.6.2.6.1 Los requisitos de 17.6 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 si 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 17.6.2.1. 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}.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

17.6.2.6.2 Para todos los demás casos, incluyendo los anclajes preinstalados, $\psi_{cp,N}$ debe tomarse como 1.0.

COMENTARIO

R17.6.2.6.2 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, el factor de reducción $\psi_{cp,N}$ se toma igual a la unidad (1.0).

17.6.3 *Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción de un solo anclaje preinstalado o un solo anclaje postinstalado de expansión o de sobreperforación en su base o, anclaje de tornillo,* N_{pn}

R17.6.3 *Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción de un solo anclaje preinstalado o un solo anclaje postinstalado de expansión o de sobreperforación en su base o, anclaje de tornillo,* N_{pn}

17.6.3.1 La resistencia nominal a la extracción por deslizamiento en tracción de un anclaje preinstalado o de un anclaje postinstalado de expansión o anclaje de tornillo o de un anclaje con sobreperforación en su base, N_{pn}, debe calcularse por medio de:

$$N_{pn} = \psi_{c,P} N_p \qquad (17.6.3.1)$$

donde $\psi_{c,P}$ se define en 17.6.3.3.

R17.6.3.1 Los requisitos de diseño para extracción por deslizamiento son aplicables a anclajes preinstalados, postinstalados de expansión, anclajes de tornillo, y 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 17.6.5.

17.6.3.2 *Resistencia básica de un solo anclaje por deslizamiento,* N_p

R17.6.3.2 *Resistencia básica de un solo anclaje por deslizamiento,* N_p

17.6.3.2.1 Para los anclajes de expansión postinstalados, anclajes de tornillo 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 tracción para extracción por deslizamiento de estos anclajes por cálculo.

17.6.3.2.2 Para anclajes individuales preinstalados se puede evaluar la resistencia en tracción a la extracción por deslizamiento, N_p, para ser utilizada en la ecuación (17.6.3.1) de acuerdo con (a) o (b). Alternativamente, se pueden usar valores de N_p basados en resultados de ensayos con un percentil del 5 por ciento realizados y evaluados de acuerdo con los procedimientos de ACI 355.2, pero sin el beneficio de la fricción.

(a) Para pernos y tornillos con cabeza preinstalados, N_p debe calcularse por medio de:

$$N_p = 8 A_{brg} f'_c \qquad (17.6.3.2.2a)$$

(b) Para tornillos tipo J o L, N_p debe calcularse por medio de:

$$N_p = 0.9 f'_c e_h d_a \qquad (17.6.3.2.2b)$$

donde $3d_a \le e_h \le 4.5d_a$

R17.6.3.2.2 Las ecuaciones para determinar la resistencia a extracción por deslizamiento dadas en 17.6.3.2.2(a) y (b) son aplicables únicamente a anclajes preinstalados consistentes en pernos y tornillos con cabeza o gancho (Kuhn and Shaikh 1996, *fib* 2011); no son aplicables a anclajes postinstalados de expansión, anclajes de tornillo, 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.

El valor calculado por medio de la ecuación (17.6.3.2.2a) corresponde a la fuerza a la cual ocurre la falla del concreto por aplastamiento causado por la cabeza del anclaje (*fib* 2011; ACI 349). No corresponde a la fuerza para extraer el anclaje completamente fuera del concreto y por esta razón la ecuación no 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. La resistencia en tracción de pernos con cabeza o tornillos con cabeza puede incrementarse colocado refuerzo tal como espirales espaciadas cerca, dentro de toda la región de la cabeza. Este incremento puede demostrarse por medio de ensayos, tal como los requiera el profesional facultado para diseñar para la aplicación específica.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

La ecuación (17.6.3.2.2b) 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 intervalo de variables usadas en los tres programas de ensayo descritos en Kuhn and Shaikh (1996).

17.6.3.3 *Factor de fisuración para deslizamiento,* $\psi_{c,P}$

17.6.3.3.1 El factor de modificación para tener en cuenta la influencia de la fisuración en el concreto de la región del anclaje para niveles de carga de servicio, $\psi_{c,P}$, se debe determinar por medio de (a) o (b):

(a) Para anclajes ubicados en una región del miembro de concreto donde el análisis indica que no hay fisuración al nivel de carga de servicio, se permite que $\psi_{c,P}$ se tome como 1.4.

(b) Para anclajes ubicados en una región del miembro de concreto donde el análisis indica fisuración al nivel de cargas de servicio, $\psi_{c,P}$ debe tomarse como la unidad (1.0).

17.6.4 *Resistencia al desprendimiento lateral del concreto para anclajes con cabeza en tracción,* N_{sb}

17.6.4.1 Para un anclaje individual con cabeza con un embebido profundo cercano a un borde $\left(h_{ef} > 2.5c_{a1}\right)$, la resistencia nominal al desprendimiento lateral, N_{sb}, debe calcularse por medio de:

$$N_{sb} = 13c_{a1}\sqrt{A_{brg}}\lambda_a\sqrt{f'_c} \qquad (17.6.4.1)$$

17.6.4.1.1 Si c_{a2} para el anclaje con cabeza individual es menos que $3c_{a1}$ el valor de N_{sb} debe multiplicarse por el factor $\left(1+c_{a2}/c_{a1}\right)/4$ donde $1.0 \le c_{a2}/c_{a1} \le 3.0$.

17.6.4.2 Para un grupo de anclajes con cabeza con embebido profundo localizados cerca de un borde $\left(h_{ef} > 2.5c_{a1}\right)$ 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} debe calcularse por medio de:

$$N_{sbg} = \left(1+\frac{s}{6c_{a1}}\right)N_{sb} \qquad (17.6.4.2)$$

R17.6.4 *Resistencia al desprendimiento lateral del concreto para anclajes con cabeza en tracción,* N_{sb}

R17.6.4.1 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 se evalua usando los requisitos del ACI 355.2.

R17.6.4.2 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 $\left(c_{a1} < 0.4h_{ef}\right)$ cargados en tracción. Su resistencia debe ser comparada con la proporción de carga a tracción aplicada a esos anclajes.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

donde s es la distancia entre los anclajes exteriores medida a lo largo del borde y N_{sb} se obtiene de la ecuación (17.6.4.1) sin modificaciones debido a la distancia perpendicular al borde.

17.6.5 *Resistencia a la falla por adherencia de anclajes adheridos en tracción, N_a o N_{ag}*

17.6.5.1 La resistencia nominal en tracción por adherencia, N_a de un anclaje individual o N_{ag} de un grupo de anclajes adheridos que cumplan con 17.5.1.3.1, debe calcularse por medio de (a) o (b), respectivamente.

(a) Para un anclaje adherido individual:

$$N_a = \frac{A_{Na}}{A_{Nao}} \psi_{ed,Na} \psi_{cp,Na} N_{ba} \qquad (17.6.5.1a)$$

(b) Para un grupo de anclajes adheridos:

$$N_{ag} = \frac{A_{Na}}{A_{Nao}} \psi_{ec,Na} \psi_{ed,Na} \psi_{cp,Na} N_{ba} \qquad (17.6.5.1b)$$

donde $\psi_{ec,Na}$, $\psi_{ed,Na}$ y $\psi_{cp,Na}$ se definen en 17.6.5.3, 17.6.5.4 y 17.6.5.5 respectivamente.

17.6.5.1.1 A_{Na} es el área de influencia proyectada de un anclaje adherido individual o de un grupo de anclajes adheridos, 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 adheridos adyacentes. A_{Na} no debe exceder nA_{Nao}, donde n es el número de anclajes adheridos en el grupo que resiste fuerzas de tracción.

17.6.5.1.2 A_{Nao} es el área de influencia proyectada de un anclaje adherido individual con una distancia al borde igual o mayor que c_{Na}:

$$A_{Nao} = (2c_{Na})^2 \qquad (17.6.5.1.2a)$$

donde

$$c_{Na} = 10d_a\sqrt{\frac{\tau_{uncr}}{7.6}} \qquad (17.6.5.1.2b)$$

y la constante 7.6 tiene unidades de MPa.

COMENTARIO

R17.6.5 *Resistencia a la falla por adherencia de anclajes adheridos en tracción, N_a o N_{ag}*

R17.6.5.1 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 (17.6.2.1a) y (17.6.2.1b) (Eligehausen et al. 2006a).

La influencia del espaciamiento y la distancia al borde en la resistencia de adherencia y en la resistencia al 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 (17.6.5.1a) y (17.6.5.1b).

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 (17.6.2.1a) y (17.6.2.1b) para calcular la resistencia al arrancamiento del concreto de un anclaje adherido, el área de influencia en la resistencia a adherencia de un anclaje adherido utilizada en las ecuaciones (17.6.5.1a) y (17.6.5.1b) 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 (17.6.5.1.2b) 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. R17.6.5.1(a) muestra A_{Nao} y el desarrollo de la ecuación (17.6.5.1.2a). A_{Nao} es el área de influencia proyectada para la resistencia de adherencia de un anclaje individual. La Fig. R17.6.5.1(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 (17.6.5.1b). 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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

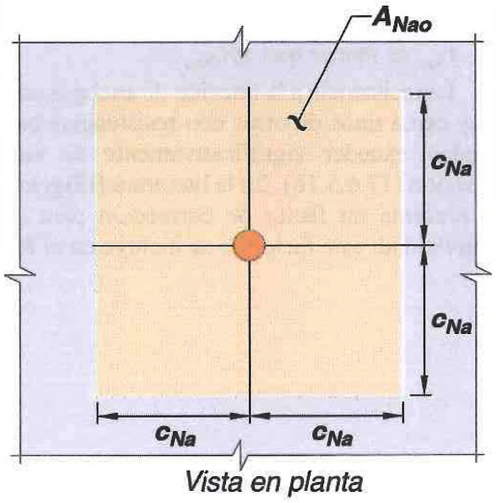
COMENTARIO

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 pueden exceder significativamente el valor dado por la ecuación (17.6.5.1b). 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.

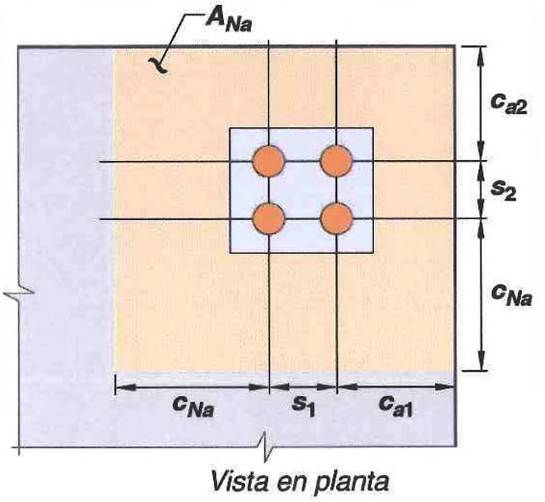
American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO | **COMENTARIO**



Vista en planta

$A_{Nao} = (2c_{Na})^2$

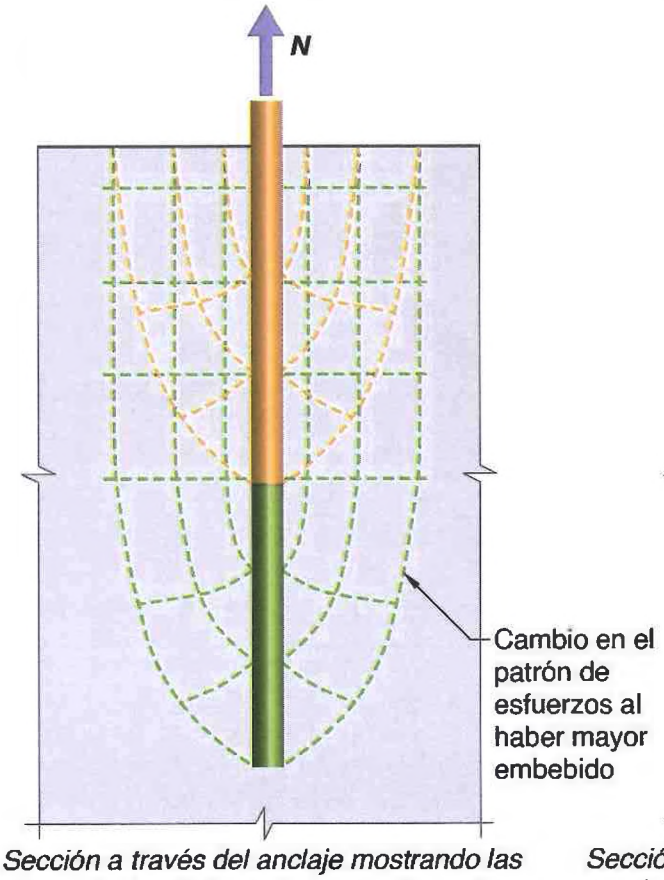


Vista en planta

si c_{a1} y $c_{a2} < c_{Na}$

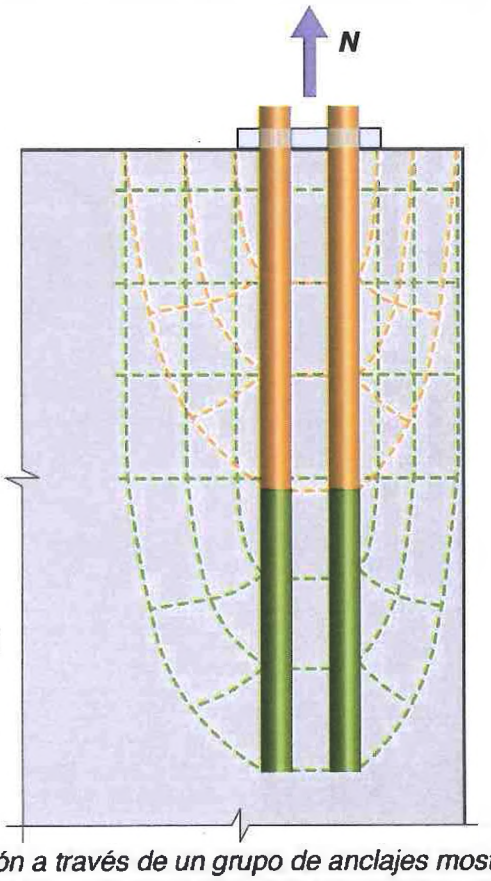
s_1 y $s_2 < 2c_{Na}$

$A_{Na} = (c_{Na} + s_1 + c_{a1})(c_{Na} + s_2 + c_{a2})$



Sección a través del anclaje mostrando las trayectorias de los esfuerzos principales

(a) Un anclaje adherido localizado lejos de los bordes y otros anclajes



Sección a través de un grupo de anclajes mostrando las trayectorias de los esfuerzos principales

(b) Grupo de cuatro anclajes adheridos localizado cerca de una esquina

***Fig. R17.6.5.1** — Cálculo de las áreas de influencia A_{Nao} y A_{Na}*

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

17.6.5.2 *Resistencia básica de adherencia de un anclaje individual, N_{ba}*

17.6.5.2.1 La resistencia básica de adherencia en tracción para un anclaje individual en concreto fisurado, N_{ba}, debe calcularse por medio de la ecuación (17.6.5.2.1).

$$N_{ba} = \lambda_a \tau_{cr} \pi d_a h_{ef} \qquad (17.6.5.2.1)$$

17.6.5.2.2 El esfuerzo característico de adherencia, τ_{cr}, debe tomarse como el percentil de 5 por ciento de los resultados de ensayos realizados y avaluados de acuerdo con ACI 355.4.

17.6.5.2.3 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 de acuerdo con ACI 355.4.

17.6.5.2.4 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 τ_{uncr} en vez de τ_{cr} en la ecuación (17.6.5.2.1) y debe tomarse como el percentil de 5 por ciento de los resultados de ensayos realizados y evaluados de acuerdo con ACI 355.4.

17.6.5.2.5 Se puede utilizar el valor mínimo del esfuerzo de adherencia característico de los dados en la Tabla 17.6.5.2.5, siempre y cuando se cumpla con (a) hasta (e):

(a) Los anclajes cumplen los requisitos de ACI 355.4.
(b) Los anclajes se instalan en perforaciones taladradas con un taladro rotatorio de impacto o un taladro para rocas.
(c) El concreto en el momento de la instalación del anclaje tiene una resistencia mínima a la compresión de 17 MPa.
(d) El concreto en el momento de la instalación del anclaje tiene al menos 21 días de edad.
(e) La temperatura del concreto en el momento de la instalación del anclaje es al menos 10°C.

COMENTARIO

R17.6.5.2 *Resistencia básica de adherencia de un anclaje individual, N_{ba}*

R17.6.5.2.1 La ecuación para la resistencia básica a la adherencia de anclajes adheridos dada en la ecuación (17.6.5.2.1) corresponde a un modelo de esfuerzos de adherencia uniformes que ha demostrado producir las mejores predicciones de resistencia a la adherencia de anclajes adheridos con base en 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 anclaje y el adhesivo.

R17.6.5.2.2 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 diseñar no se dispone de información específica del producto, la Tabla 17.6.5.2.5 provee unos valores predeterminados de frontera inferior.

R17.6.5.2.5 Los valores de los esfuerzos de adherencia característicos dados en la Tabla 17.6.5.2.5 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 17.6.5.2.5 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 17 MPa.

Los términos "interior" y "exterior" utilizados en la Tabla 17.4.6.2.5 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 si en el momento de la instalación el concreto está expuesto a la

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

Tabla 17.6.5.2.5 — 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, °C	τ_{cr}, MPa	τ_{uncr}, MPa
Exterior	Seco a totalmente saturado	79	1.4	4.5
Interior	Seco	43	2.1	7.0

[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 CDS C, D, E, y F, multiplique los valores de τ_{cr} por 0.8 y los valores de τ_{uncr} por 0.4.

COMENTARIO

intemperie y puede haber dejado el concreto 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 17.6.5.2.5 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:

(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 R17.2.2).
(h) Temperatura máxima durante la vida útil del anclaje — Bajo condiciones específicas (por ejemplo, anclajes en miembros de concreto delgados expuestos directamente a la luz del sol) las temperaturas elevadas del concreto pueden reducir la adherencia.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

(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 17.6.5.2.5. Por lo tanto, aunque se utilicen los valores mínimos dados en la Tabla 17.6.5.2.5 en el diseño, las condiciones de instalación y servicio deben especificarse de acuerdo con 26.7.1(i), (j), (k) y (l), 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 17.6.5.2.5 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 17.6.5.2.5. Por ejemplo, anclajes de 13 a 20 mm 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 14 a 17 MPa.

17.6.5.3 *Factor de excentricidad por adherencia,* $\psi_{ec,Na}$

17.6.5.3.1 El factor de modificación para grupos de anclajes adheridos cargados excéntricamente en tracción, $\psi_{ec,Na}$, debe calcularse por medio de la ecuación (17.6.5.3.1).

$$\psi_{ec,Na} = \frac{1}{\left(1+\dfrac{e'_N}{c_{Na}}\right)} \leq 1.0 \qquad (17.6.5.3.1)$$

17.6.5.3.2 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 (17.6.5.3.1) y para los cálculos de N_{ag} de acuerdo con la ecuación (17.6.5.1b).

17.6.5.3.3 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 ecuación (17.6.5.1b).

R17.6.5.3 *Factor de excentricidad por adherencia,* $\psi_{ec,Na}$

R17.6.5.3.1 Referirse a R17.6.2.3.1.

17.6.5.4 *Factor de modificación para efectos de borde en anclajes adheridos,* $\psi_{ec,Na}$

17.6.5.4.1 El factor de modificación para efectos de borde en anclajes adheridos individuales en tracción o grupos de anclajes adheridos en tracción, $\psi_{ec,Na}$, debe determinarse de acuerdo con

R17.6.5.4 *Factor de modificación para efectos de borde en anclajes adheridos,* $\psi_{ec,Na}$

R17.6.5.4.1 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}. El factor $\psi_{ed,Na}$

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(a) o (b) utilizando la distancia crítica c_{Na} tal como se define en la ecuación (17.6.5.1.2b).

(a) Si $c_{a,\min} \geq c_{Na}$ entonces $\psi_{ed,Na} = 1.0$ (17.6.5.4.1a)

(b) Si $c_{a,\min} < c_{Na}$ entonces $\psi_{ed,Na} = 0.7 + 0.3\dfrac{c_{a,\min}}{c_{Na}}$ (17.6.5.4.1b)

17.6.5.5 *Factor de hendimiento por adherencia,* $\psi_{cp,Na}$

17.6.5.5.1 El factor de modificación para anclajes adheridos diseñados para concreto no fisurado de acuerdo con 17.6.5.1 y sin refuerzo suplementario para controlar el hendimiento, $\psi_{cp,Na}$, debe calcularse con (a) o (b), donde c_{ac} está definido en 17.9.5.

(a) Si $c_{a,\min} \geq c_{ac}$ entonces $\psi_{cp,Na} = 1.0$ (17.6.5.5.1a)

(b) Si $c_{a,\min} < c_{ac}$ entonces $\psi_{cp,Na} = \dfrac{c_{a,\min}}{c_{ac}} \geq \dfrac{c_{Na}}{c_{ac}}$ (17.6.5.5.1b)

17.6.5.5.2 Para todos los otros casos $\psi_{cp,Na}$ debe tomarse como la unidad (1.0).

17.7 — Resistencia al cortante

17.7.1 *Resistencia del acero del anclaje sometido a cortante,* V_{sa}

17.7.1.1 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 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 congruente con la superficie de falla de arrancamiento supuesta.

17.7.1.2 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

$$V_{sa} = A_{se,V} f_{uta} \qquad (17.7.1.2a)$$

donde $A_{se,V}$ es el área transversal efectiva de un anclaje individual a cortante, mm², y el valor de f_{uta} utilizado en los cálculos no debe tomarse mayor que el menor entre $1.9 f_{ya}$ y 860 MPa.

(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

COMENTARIO

tiene en cuenta el efecto de borde (Fuchs et al. 1995; Eligehausen et al. 2006a).

R17.7 — Resistencia al cortante

R17.7.1 *Resistencia del acero del anclaje sometido a cortante,* V_{sa}

R17.7.1.1 El cortante aplicado a cada anclaje en un grupo de anclajes puede variar dependiendo de las suposiciones que se hagan de la superficie de arrancamiento y la redistribución de las cargas (véase R17.7.2.1).

R17.7.1.2 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 platina base. El uso de las ecuaciones (17.7.1.2a) y (17.7.1.2b) con los factores de carga de 5.3, y los factores ϕ de 17.5.3 resultan en resistencias de diseño congruentes con AISC 360.

El límite de $1.9 f_{ya}$ 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 $1.9 f_{ya}$ fue determinado convirtiendo las disposiciones LRFD a las correspondientes

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

$$V_{sa} = 0.6 A_{se,V} f_{uta} \qquad (17.7.1.2b)$$

donde $A_{se,V}$ es el área transversal efectiva del anclaje a cortante, mm², y el valor de f_{uta} utilizado en los cálculos no debe tomarse mayor que el menor entre $1.9 f_{ya}$ y 860 MPa.

(c) Para anclajes postinstalados donde las camisas se extienden a través del plano de cortante, V_{sa} debe basarse en un percentil del 5 por ciento de los resultados de los ensayos realizados y evaluados de acuerdo con el ACI 355.2. De manera alternativa, se puede usar la ecuación (17.7.1.2b).

17.7.1.2.1 Cuando los anclajes se usan con platinas de apoyo inyectadas con mortero, la resistencia nominal V_{sa} calculada de acuerdo con 17.7.1.2 deben multiplicarse por un factor igual a 0.80.

COMENTARIO

condiciones de cargas de servicio, como se discute en R17.6.1.2.

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, ASME B1.1 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 mm de roscado.

17.7.2 *Resistencia al arrancamiento del concreto de anclajes a cortante, V_{cb}*

17.7.2.1 La resistencia nominal al arrancamiento del concreto por cortante, V_{cb} en un anclaje individual o V_{cbg} de un grupo de anclajes que cumpla con 17.5.1.3.1, debe calcularse de acuerdo con (a) hasta (d):

(a) Para un cortante perpendicular al borde sobre un anclaje individual:

$$V_{cb} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \psi_{ed,V}\, \psi_{c,V}\, \psi_{h,V}\, V_b \qquad (17.7.2.1a)$$

(b) Para un cortante perpendicular al borde sobre un grupo de anclajes:

$$V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \psi_{ec,V}\, \psi_{ed,V}\, \psi_{c,V} \psi_{h,V}\, V_b \qquad (17.7.2.1b)$$

(c) Para un cortante paralelo a un borde, se permite que V_{cb} o V_{cbg} sea el doble del valor del cortante calculado por medio de las ecuaciones (17.7.2.1a) o (17.7.2.1b), respectivamente, suponiendo que el cortante actúa perpendicularmente 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 menor valor.

Los factores $\psi_{ec,V}$, $\psi_{ed,V}$, $\psi_{c,V}$ y $\psi_{h,V}$ se encuentran definidos en 17.7.2.3, 17.7.2.4, 17.7.2.5 y 17.7.2.6, respectivamente.

R17.7.2 *Resistencia al arrancamiento del concreto de anclajes a cortante, V_{cb}*

R17.7.2.1 Las ecuaciones para la resistencia al cortante fueron desarrolladas con el método DCC (véase R17.5.1.3). Ellas suponen un ángulo del cono de arrancamiento de aproximadamente 35 grados (véase la Fig. R17.5.1.3b) y tienen en cuenta la teoría de mecánica de fractura. El efecto en anclajes múltiples, espaciamiento de anclajes, distancia al borde, y espesor del miembro de concreto en la resistencia nominal al arrancamiento del concreto debido al cortante sobre el anclaje se incluyen al utilizar el factor de reducción A_{Vc}/A_{Vco} en las ecuaciones (17.7.2.1a) y (17.7.2.1b), y $\psi_{ec,V}$ en la ecuación (17.7.2.1b). Para anclajes alejados del borde, 17.7.2 en general no es determinante. Esos casos, generalmente son gobernados por 17.7.1 y 17.7.3.

La Fig. R17.7.2.1a muestra A_{Vco} y el desarrollo de la ecuación (17.7.2.1.3). A_{Vco} es la máxima área proyectada para 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. R17.7.2.1b 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. R17.7.2.1b para grupos compuestos por dos anclajes sometidos a cortante, al usar la ecuación (17.7.2.1b) 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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

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. R17.7.2.1b 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, el 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). 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 la conexión para cada componente de la fuerza cortante. Otros casos especiales, como la resistencia a cortante de un grupo de anclajes donde todos los anclajes no tienen la misma distancia al borde, están tratados en Eligehausen et al. (2006a).

Los requisitos detallados de 17.7.2.1(a) se aplican al caso de un cortante dirigido hacia un borde. Cuando el cortante está dirigido alejándose del borde, la resistencia generalmente está dominada por 17.7.1 ó 17.7.3. El caso de un cortante paralelo al borde se muestra en la Fig. R17.7.2.1c. El cortante máximo que puede ser aplicado en dirección paralela al bode, $V_{\parallel}$, cuando está dominado por arrancamiento del concreto, es el doble del máximo cortante perpendicular al borde, $V_{\perp}$. Puede ocurrir un caso especial con el cortante paralelo al borde próximo a una esquina. En el ejemplo de un solo anclaje cerca de una esquina (véase la Fig. R17.7.2.1d), 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

La distancia crítica al borde para pernos con cabeza, tornillos con cabeza, anclajes de expansión, anclajes de tornillo, y anclajes con sobreperforación en su base es $1.5c_{a1}$

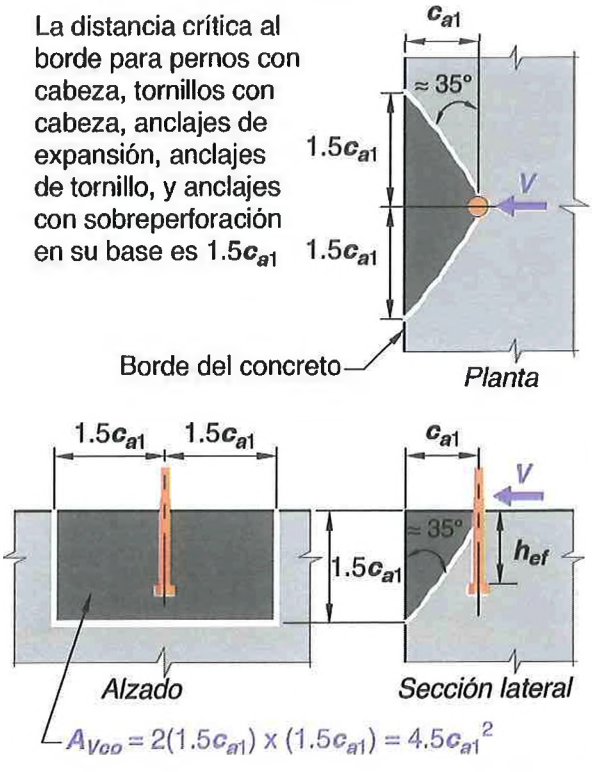


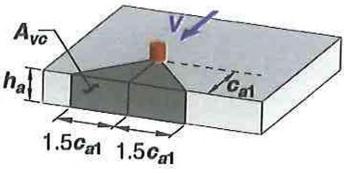
Fig. R17.7.2.1a — Cálculo de A_{Vco}

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

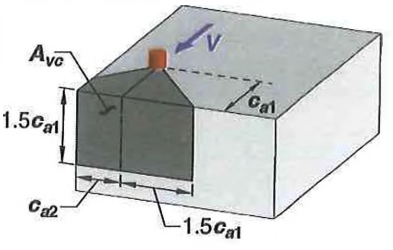
REGLAMENTO

COMENTARIO

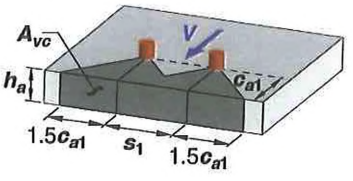
Si $h_a < 1.5c_{a1}$
$A_{vc} = 2(1.5c_{a1})h_a$



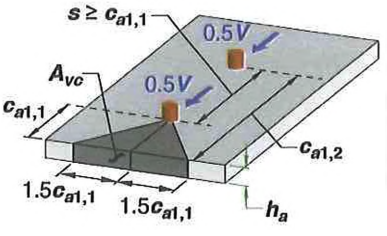
Si $c_{a2} < 1.5c_{a1}$
$A_{vc} = 1.5c_{a1}(1.5c_{a1} + c_{a2})$



Si $h_a < 1.5c_{a1}$ y $s_1 < 3c_{a1}$
$A_{vc} = [2(1.5c_{a1}) + s_1]h_a$

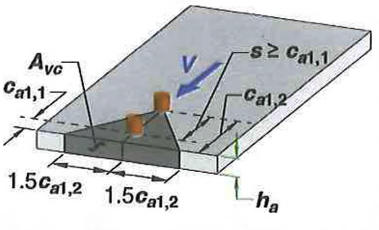


Si $h_a < 1.5c_{a1}$
$A_{vc} = 2(1.5c_{a1,1})h_a$



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 de arrancamiento del concreto c_{a1} se toma como $c_{a1,1}$.

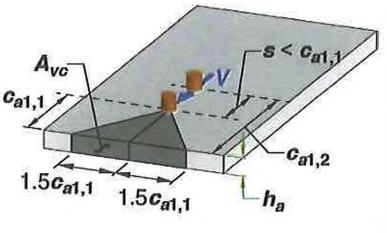
Si $h_a < 1.5c_{a1}$
$A_{vc} = 2(1.5c_{a1,2})h_a$



Caso 2: Otro 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 platina común, independientemente de s. Para el cálculo de la resistencia al arrancamiento 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 cúal controla el diseño, exceptuando lo indicado para anclajes soldados a una platina común.

Si $h_a < 1.5c_{a1}$
$A_{vc} = 2(1.5c_{a1,1})h_a$



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 platina común. Para el cálculo de la resistencia al arrancamiento c_{a1} se toma como $c_{a1,1}$.

Fig. R17.7.2.1b — Cálculo de A_{Vc} para anclajes individuales y grupos de anclajes

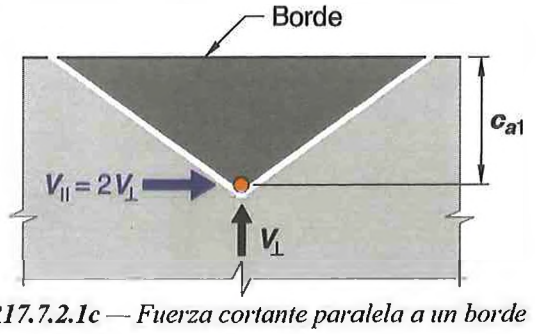


Fig. R17.7.2.1c — Fuerza cortante paralela a un borde

REGLAMENTO

COMENTARIO

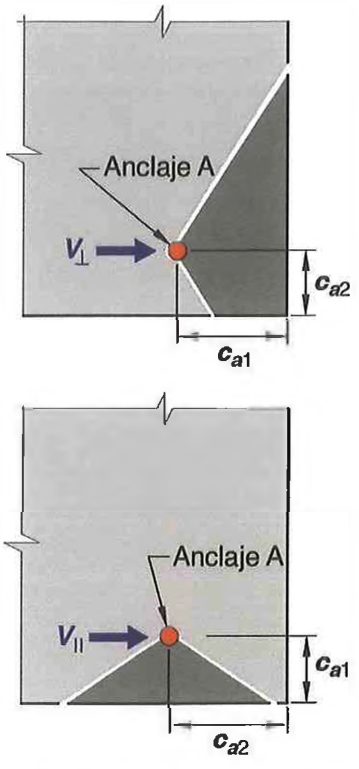


Fig. R17.7.2.1d — Fuerza cortante cerca de una esquina

17.7.2.1.1 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.

17.7.2.1.2 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 17.7.2.1.1 y en las ecuaciones en 17.7.2.1 hasta 17.7.2.6 no debe exceder al mayor de (a) hasta (c).

(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.

R17.7.2.1.2 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 que $1.5c_{a1}$, la resistencia al arrancamiento por cortante calculada con base al Método DCC (véase R17.5.1.3) 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 17.6.2.1.2, la resistencia al arrancamiento del concreto a cortante se evaluada de una manera más precisa si el valor de c_{a1} a usarse en las ecuaciones en 17.7.2.1 hasta 17.7.2.6 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

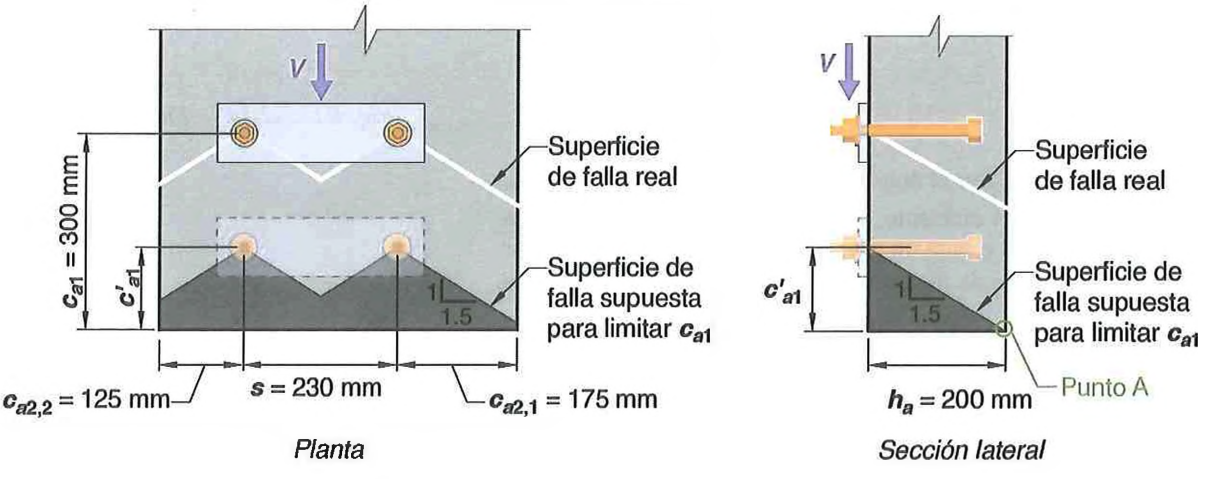
American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

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. R17.7.2.1.2. 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 17.7.2.1.2 puede ser visualizado trasladando la superficie de arrancamiento real del concreto originada en c_{a1} hacia la superficie de concreto en la dirección del cortante aplicado. El valor de c_{a1} usado para calcular A_{Vc} y en las ecuaciones en 17.7.2.1 hasta 17.7.2.6 se determina cuando: (a) una frontera exterior de la superficie de falla primero intersecta la superficie del concreto, o (b) la intersección de la superficie de arrancamiento de los anclajes dentro del grupo primero intersecta la superficie del concreto. Para el ejemplo de la Fig. R17.7.2.1.2, el punto "A" señala la intersección de la superficie de falla supuesta para limitar c_{a1} con la superficie de concreto.



1. El valor real de c_{a1} = 300 mm
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 17.7.2.1 a 17.7.2.6 se determina como el mayor de:

   $(c_{a2,max})/1.5$ = 175 mm/1.5 = 117 mm

   $(h_a)/1.5$ = 200 mm/1.5 = 133 mm (controla)

   s/3 = 230 mm/3 = 77 mm
4. Para este caso, A_{Vc}, A_{Vco}, $\psi_{ed,V}$, y $\psi_{h,V}$ se determinan como sigue a continuación:

   A_{Vc} = (125 + 230 + 175)(1.5 x 133) = 105735 mm^2

   A_{Vco} = 4.5(133)^2 = 79600 mm^2

   $\psi_{ed,V}$ = 0.7 + 0.3(125)/133 = 0.98

   $\psi_{h,V}$ = 1.0 debido 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. R17.7.2.1.2 — Ejemplo de cortante donde los anclajes están localizados en miembros angostos de espesor limitado

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

17.7.2.1.3 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 al cortante. Se permite evaluar A_{Vco} por medio de la ecuación (17.7.2.1.3) la cual conduce a la base de una media pirámide con una longitud lateral paralela al borde de $3c_{a1}$ y una profundidad de $1.5c_{a1}$:

$$A_{Vco} = 4.5(c_{a1})^2 \qquad (17.7.2.1.3)$$

17.7.2.1.4 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.

17.7.2.2 *Resistencia básica al arrancamiento de un anclaje individual, V_b*

17.7.2.2.1 La resistencia básica al arrancamiento por cortante del concreto de un anclaje individual en concreto fisurado, V_b, debe ser la menor de (a) y (b):

$$\text{(a)}\ V_b = 0.6\left(\frac{\ell_e}{d_a}\right)^{0.2}\sqrt{d_a}\,\lambda_a\sqrt{f'_c}\,(c_{a1})^{1.5} \qquad (17.7.2.2.1a)$$

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

$\ell_e \le 8d_a$ en todos los casos.

$$\text{(b)}\ V_b = 3.7\lambda_a\sqrt{f'_c}\,(c_{a1})^{1.5} \qquad (17.7.2.2.1b)$$

17.7.2.2.2 Para los pernos con cabeza preinstalados, tornillos con cabeza o con gancho, que están soldados en forma continua a un aditamentos de acero, 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 (17.7.2.2.1b) y (17.7.2.2.2), siempre y cuando se cumpla con (a) hasta (d):

COMENTARIO

R17.7.2.2 *Resistencia básica al arrancamiento de un anclaje individual, V_b*

R17.7.2.2.1 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 constante, **0.6** 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 por fisuración.

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, 2006b; Eligehausen and Fuchs, 1988). 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 (17.7.2.2.1b).

R17.7.2.2.2 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 soldada 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 (17.7.2.2.1b) se mantiene debido a la ausencia de ensayos con anclajes de diámetro grande soldados a aditamentos de acero

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

$$V_b = 0.66\left(\frac{\ell_e}{d_a}\right)^{0.2}\sqrt{d_a}\,\lambda_a\sqrt{f'_c}\,(c_{a1})^{1.5} \qquad (17.7.2.2.2)$$

donde ℓ_e se define en 17.7.2.2.1.

(a) Es espesor del aditamento de acero es mayor que $0.5d_a$ y 10 mm.

(b) El espaciamiento s de los anclajes es al menos 65 mm.

(c) Se coloque refuerzo suplementario en las esquinas cuando $c_{a2} \le 1.5h_{ef}$.

(d) Para grupos de anclajes, la resistencia se determina con base en la resistencia de la fila de anclajes más alejada del borde.

17.7.2.3 *Factor de modificación por excentricidad para el arrancamiento del concreto,* $\psi_{ec,V}$

17.7.2.3.1 El factor de modificación para grupos de anclajes cargados excéntricamente, $\psi_{ec,V}$, debe calcularse por medio de la ecuación (17.7.2.3.1).

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{\left(1+\dfrac{2e'_v}{3c_{a1}}\right)} \le 1.0 \qquad (17.7.2.3.1)$$

17.7.2.3.2 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

COMENTARIO

que justifiquen un valor mayor que el obtenido a través de la ecuación (17.7.2.2.1b). El diseño de refuerzos suplementarios se discute en *fib* (2011), Eligehausen et al. (1987, 2006b), y Eligehausen and Fuchs (1988).

R17.7.2.3 *Factor de modificación por excentricidad para el arrancamiento del concreto,* $\psi_{ec,V}$

R17.2.3.1 Esta sección presenta un factor de modificación para un cortante excéntrico dirigido hacia un borde en un grupo de anclajes. Si el 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. R17.7.2.3.1 define el término e'_V para calcular el factor de modificación $\psi_{ec,V}$ que tiene en cuenta el hecho de que se aplica un mayor cortante sobre un anclaje que en otros, tendiendo a abrir el concreto cercano a un borde.

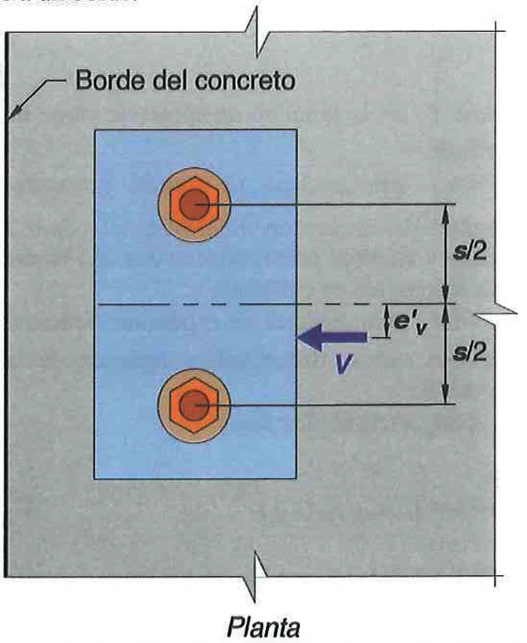


Fig. R17.7.2.3.1 — Definición de e'_V *para un grupo de anclajes*

REGLAMENTO

excentricidad e'_V para ser usada en la ecuación (17.7.2.3.1) y para calcular V_{cbg} en la ecuación (17.7.2.1b).

17.7.2.4 *Factor de modificación para arrancamiento por efectos de borde,* $\psi_{ed,V}$

17.7.2.4.1 El factor de modificación para el efecto del borde para anclajes sencillos o grupos de anclajes cargados en cortante, $\psi_{ed,V}$, debe calcularse con (a) o (b), utilizando el menor valor de c_{a2}.

(a) Si $c_{a2} \geq 1.5c_{a1}$, entonces $\psi_{ed,V} = 1.0$ (17.7.2.4.1a)

(b) Si $c_{a2} < 1.5c_{a1}$, entonces $\psi_{ed,V} = 0.7 + 0.3\dfrac{c_{a2}}{1.5c_{a1}}$ (17.7.2.4.1b)

17.7.2.5 *Factor de modificación para arrancamiento por fisuración,* $\psi_{c,V}$

17.7.2.5.1 El factor de modificación para la influencia de fisuración en las regiones de anclajes al nivel de cargas de servicio y la presencia o ausencia de refuerzo suplementario, $\psi_{c,V}$, debe determinarse como se indica a continuación:

(a) Para anclajes ubicados en una región de un miembro de concreto donde el análisis indica que no hay fisuración debido a cargas de servicio, se permite que $\psi_{c,V}$ se tome igual a 1.4.

(b) Para anclajes ubicados en una región de un miembro de concreto, donde el análisis indica fisuración para niveles de cargas de servicio, $\psi_{c,V}$ debe tomarse de acuerdo la Tabla 17.7.2.5.1.

Tabla 17.7.2.5.1 — Factores de modificación donde el análisis indica fisuración al nivel de cargas de servicio, $\psi_{c,V}$

Condición	$\psi_{c,V}$
Anclajes sin refuerzo suplementario o con refuerzo de borde menor que una barra de diámetro No. 13	1.0
Anclajes con refuerzo consistente en una barra de diámetro No. 13, o mayor, localizadas entre el anclaje y el borde	1.2
Anclajes con refuerzo consistente en una barra de diámetro No. 13, o mayor, localizada entre el anclaje y el borde, y con el refuerzo rodeado por estribos espaciados a no más de 100 mm	1.4

17.7.2.6 *Factor para arrancamiento por espesor,* $\psi_{h,V}$

17.7.2.6.1 El factor de modificación para anclajes ubicados en un elemento de concreto, donde $h_a < 1.5c_{a1}$, $\psi_{h,V}$ debe calcularse por medio de la ecuación (17.7.2.6.1).

COMENTARIO

R17.7.2.6 *Factor para arrancamiento por espesor,* $\psi_{h,V}$

R17.7.2.6.1 Para anclajes ubicados en un miembro de concreto donde $h_a < 1.5c_{a1}$, ensayos (*fib* 2011; 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 en cuenta este efecto.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

$$\psi_{h,V} = \sqrt{\frac{1.5c_{a1}}{h_a}} \geq 1.0 \qquad (17.7.2.6.1)$$

17.7.3 *Resistencia de anclajes en cortante por desprendimiento de concreto por cabeceo del anclaje, V_{cp} o V_{cpg}*

17.7.3.1 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) o (b), correspondientemente:

(a) para un solo anclaje

$$V_{cp} = k_{cp} N_{cp} \qquad (17.7.3.1a)$$

(b) Para un grupo de anclajes

$$V_{cpg} = k_{cp} N_{cpg} \qquad (17.7.3.1b)$$

donde

$k_{cp} = 1.0$ para $h_{ef} <$ 65 mm

$k_{cp} = 2.0$ para $h_{ef} \geq$ 65 mm.

17.7.3.1.1 Para anclajes preinstalados y postinstalados de expansión, de tornillo y con sobreperforación en su base, N_{cp} debe tomarse como N_{cb} calculado por medio de la ecuación (17.6.2.1a) y para anclajes adheridos, N_{cp} debe ser el menor de N_a determinado por medio de la ecuación (17.6.5.1a) y N_{cb} determinado por medio de la ecuación (17.6.2.1a).

17.7.3.1.2 Para anclajes preinstalados y postinstalados de expansión, de tornillo y con sobreperforación en su base, N_{cpg} debe tomarse como N_{cbg} calculado por medio de la ecuación (17.6.2.1b) y para anclajes adheridos, N_{cpg} debe ser el menor de N_{ag} determinado por medio de la ecuación (17.6.5.1b) y N_{cbg} determinado por medio de la ecuación (17.6.2.1b).

17.8 — Interacción tracción-cortante

17.8.1 A menos que los efectos de interacción de tracción y cortante sean considerados de acuerdo con 17.5.2.3, los anclajes o grupo de anclajes que resisten tanto tracción como cortante deben cumplir con 17.8.2 y 17.8.3. Los valores de ϕN_n y ϕV_n deben cumplir con 17.5.2 ó 17.10.

17.8.2 Se permite despreciar la interacción entre tracción y cortante si (a) o (b) se cumplen.

(a) $N_{ua}/(\phi N_n) \leq 0.2$ (17.8.2a)

(b) $V_{ua}/(\phi V_n) \leq 0.2$ (17.8.2b)

COMENTARIO

R17.7.3 *Resistencia de anclajes en cortante por desprendimiento de concreto por cabeceo del anclaje, V_{cp} o V_{cpg}*

R17.7.3.1 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 h_{ef} que sea menor que 65 mm. 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 17.6.2.1 como 17.6.5.1 en la determinación de la resistencia al desprendimiento por cabeceo del anclaje.

R17.8 — Interacción tracción-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. R17.8). Estos límites fueron escogidos para ahorrarse los cálculos de la interacción cuando la segunda fuerza es muy

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

17.8.3 Si $N_{ua}/(\phi N_n) > 0.2$ para la resistencia que gobierne en tracción y $V_{ua}/(\phi V_n) > 0.2$ para la resistencia que gobierne en cortante, entonces se debe cumplir con la ecuación (17.8.3):

$$\frac{N_{ua}}{\phi N_n} + \frac{V_{ua}}{\phi V_n} \leq 1.2 \qquad (17.8.3)$$

COMENTARIO

pequeña. Sin embargo, para cumplir con 17.5.2.3, se puede emplear cualquier otra expresión de interacción que sea verificada por ensayos.

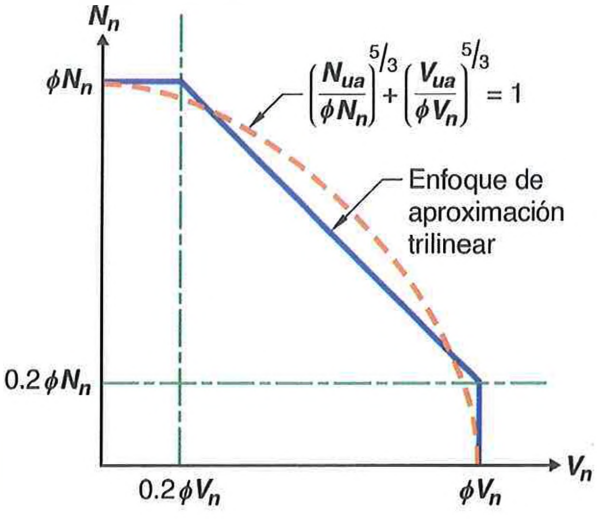


Fig. R17.8 — Ecuación de interacción para cortante y tracción axial

17.9 — Distancias al borde, espaciamientos y espesor para inhibir fallas por hendimiento

17.9.1 Los espaciamientos mínimos y distancias al borde para anclajes, y los espesores mínimos de los miembros deben cumplir con esta sección, 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.

17.9.2 A menos que se determinen de acuerdo con 17.9.3, los parámetros de espaciamiento mínimo deben cumplir con lo requerido en la Tabla 17.9.2(a).

R17.9 — Distancias al borde, espaciamientos y espesor para inhibir fallas por hendimiento

R17.9.1 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 los torques 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.

R17.9.2 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 17.6.4. Por lo tanto puede ser ventajoso aumentar el recubrimiento del borde más allá de lo requerido en 20.5.1.3 para aumentar la resistencia al desprendimiento lateral

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 minimizan los efectos de esa micro fisuración.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

Tabla 17.9.2(a) — Requisitos para espaciamiento mínimo y distancias al borde

Parámetro de espaciamiento	Tipo de anclaje			
	Anclajes preinstalados		Postinstalados de expansión y con sobreperforación en su base	Anclajes de tornillo postinstalados
	Sin torque	Con torque		
Espaciamiento mínimo de los anclajes	$4d_a$	$6d_a$	$6d_a$	Mayor de $0.6h_{ef}$ y $6d_a$
Mínima distancia al borde	Recubrimiento especificado para el refuerzo de acuerdo con 20.5.1.3	$6d_a$	Mayor de (a), (b) y (c) (a) Recubrimiento especificado para el refuerzo de acuerdo con 20.5.1.3 (b) Dos veces el tamaño máximo del agregado (c) Requisitos para la mínima distancia al borde de acuerdo con ACI 355.2 ó 355.4, o con la Tabla 17.9.2(b) cuando no se dispone de información del producto.	

Tabla 17.9.2(b) — Distancia mínima al borde en ausencia de información específica de ensayos del producto según ACI 355.2 ó ACI 355.4

Tipo de anclaje postinstalado	Distancia mínima al borde
Controlados por torque	$8d_a$
Controlados por desplazamiento	$10d_a$
De tornillo	$6d_a$
Con sobreperforación en su base	$6d_a$
Adheridos	$6d_a$

17.9.3 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 17.9.2, los cálculos deben realizarse sustituyendo d_a por un valor menor d'_a que cumpla con los requisitos de 17.9.2. Las fuerzas calculadas aplicadas al anclaje deben limitarse a los valores que corresponden a un anclaje de diámetro d'_a.

17.9.4 A menos que se determine por medio de ensayos realizados de acuerdo con ACI 355.2, el valor de h_{ef} para anclajes postinstalados, de expansión, de tornillo, o con sobreperforación en su base, no debe exceder al mayor entre 2/3 del espesor del miembro, h_a, o el espesor del miembro menos 100 mm.

17.9.5 La distancia crítica al borde c_{ac} debe cumplir con la Tabla 17.9.5 a menos que se determine por medio de ensayos en tracción ejecutados de acuerdo con ACI 355.2 ó ACI 355.4.

COMENTARIO

R17.9.3 En algunos casos, puede ser deseable usar un anclaje de diámetro mayor que el permitido por 17.9.2. 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.

R17.9.4 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 de expansión, de tornillo, o con sobreperforación en la base.

Para todos los anclajes postinstalados, la máxima profundidad de embebido para un espesor dado del miembro 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.

R17.9.5 La distancia crítica de borde c_{ac} se requiere para el diseño de anclajes postinstalados utilizados en concreto no fisurado donde no hay disponible refuerzo suplementario para restringir fisuras por hendimiento. Para poder permitir este tipo de anclajes cuando no se dispone de información específica del producto, se dan valores conservadores de c_{ac}.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

Tabla 17.9.5 — Distancia crítica al borde

Tipo de anclaje postinstalado	Distancia crítica al borde c_{ac}
Controlados por torque	$4h_{ef}$
Controlados por desplazamiento	$4h_{ef}$
De tornillo	$4h_{ef}$
Con sobreperforación en su base	$2.5h_{ef}$
Adheridos	$2h_{ef}$

COMENTARIO

Alternativamente, se pueden determinar valores propios para el producto de c_{ac} de acuerdo con ACI 355.2 ó ACI 355.4. Los requisitos para ensayos de esquina de los mencionados estándares pueden incumplirse cuando $c_{a,\min} = 1.5h_{ef}$ para muchos anclajes de expansión, con sobreperforación en su base, de tornillo, y adheridos, debido a los esfuerzos de tracción y flexión asociados con la instalación del anclaje y su cargado, lo cual puede redundar en una falla por hendimiento prematura.

17.10 — Requisitos de diseño sismo resistente de anclajes

17.10.1 Los anclajes en estructuras asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico (CDS) C, D, E o F, deben cumplir los requisitos adicionales de esta sección.

R17.10 — Requisitos de diseño sismo resistente de anclajes

R17.10.1 A menos que apliquen 17.10.5.1 ó 17.10.6.1, todos los anclajes en estructuras asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico (CDS) C, D, E o F deben satisfacer los requisitos adicionales de 17.10.2 hasta 17.10.7 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 fuerzas inducidas por el sismo. Idealmente, para 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 17.10.5.3(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 17.10.5.3(a) los aditamentos del anclaje deben ser diseñados para que no fluyan. Al diseñar aditamentos usando mecanismos de fluencia para proporcionar ductilidad adecuada como lo permite 17.10.5.3(b) y 17.10.6.3(a), debe tenerse en cuenta la relación entre la resistencia a fluencia especificada y la resistencia esperada del material del aditamento al determinar la fuerza de diseño. 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 subelemento 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 del acero, la resistencia esperada debe tomarse aproximadamente 1.5 veces la resistencia especificada a la fluencia. Si la resistencia real a la fluencia del acero se conoce, la resistencia esperada debe tomarse aproximadamente como 1.25 veces la resistencia a la fluencia real.

Bajo condiciones sísmicas, la dirección del cortante puede no ser predecible. Para obtener un diseño seguro, la fuerza total de cortante debe suponerse que actúa en cualquier dirección.

17.10.2 Los requisitos de este capítulo no son aplicables al diseño de anclajes en las zonas de articulación plástica de

R17.10.2 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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

estructuras de concreto que resistan fuerzas inducidas por el sismo.

17.10.3 Los anclajes postinstalados deben estar calificados para fuerzas inducidas por el sismo 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} de anclajes postinstalados de expansión, de tornillo, o con sobre perforación en su base deben basarse en los resultados de ensayos de simulación sísmica de ACI 355.2 Simulated Seismic Tests. Para anclajes adheridos, la resistencia del acero a cortante V_{sa} y los esfuerzos característicos de adherencia τ_{uncr} y τ_{cr} deben basarse en resultados de ensayos realizados siguiendo los ensayos de simulación sísmica de ACI 355.4 Simulated Seismic Tests.

17.10.4 El refuerzo de anclaje utilizado en estructuras asignadas a las CDS C, D, E o F debe consistir en refuerzo corrugado y debe cumplir con los requisitos de refuerzo de anclaje de 20.2.2.

17.10.5 *Requisitos de diseño para carga a tracción*

17.10.5.1 Cuando la componente en tracción de las fuerzas sísmicas al nivel de resistencia aplicadas a un anclaje o grupo de anclajes no excede el 20 por ciento de la fuerza de tracción mayorada total del anclaje asociada con la misma combinación de carga, el anclaje individual o grupo de anclajes, puede diseñarse como un anclaje individual o grupo de anclajes de acuerdo con 17.6 y los requisitos para resistencia a tracción de la Tabla 17.5.2.

17.10.5.2 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 17.10.5.3. La resistencia de diseño a tracción del anclaje debe determinarse de acuerdo con 17.10.5.4.

COMENTARIO

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.

R17.10.3 Los anclajes que no son adecuados para su uso en concreto fisurado no deben usarse para resistir fuerzas inducidas por el sismo. La calificación de anclajes postinstalados para ser utilizados en concreto fisurado es una parte integral de las calificaciones para resistir fuerzas inducidas por el sismo 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.

R17.10.5 *Requisitos de diseño para carga a tracción*

R17.10.5.1 No hay necesidad de aplicar los requisitos de 17.10.5.3 cuando las fuerzas sísmicas aplicadas de tracción son una porción pequeña de la fuerza mayorada total de tracción.

R17.10.5.2 Si el acero del elemento dúctil es ASTM A36M 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 asegurarse que ocurra un comportamiento similar. En R17.6.1.2 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 a tracción del material.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

17.10.5.3 Los anclajes y sus fijaciones, deben cumplir (a), (b), (c) o (d).

(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 reversiones 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 aplanen. La porción aplanada 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 deben cumplir con los requisitos de refuerzo de anclajes de 20.2.2.

(b) El anclaje o grupo de anclajes deben diseñarse para la máxima tracción que pueda ser transmitida al anclaje o grupo de anclajes con base en el desarrollo de 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 sobreresistencia y los efectos de endurecimiento por deformación del aditamento. La resistencia de diseño a tracción del anclaje debe calcularse de acuerdo con 17.10.5.4.

(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 de acuerdo con 17.10.5.4.

(d) El anclaje o grupo de anclajes debe diseñarse para la máxima tracción obtenida de las combinaciones de mayoración de carga de diseño que incluyen E, con la componente horizontal de E incrementada por Ω_o. La resistencia de diseño a tracción del anclaje debe cumplir con los requisitos de 17.10.5.4.

COMENTARIO

R17.10.5.3 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 inducidas por el sismo. 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, mostrada en la Fig. 17.10.5.3, 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). Después de la ocurrencia de sismos se ha observado que la recomendación de $8d_a$ 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 reversiones de carga y su longitud de fluencia por fuera del concreto excede $6d_a$, 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 ocurre en la zona no roscada de la longitud de estirado, antes que se presente la falla del roscado. Esto se logra disponiendo un margen suficiente entre la resistencia especificada a la fluencia y la resistencia a tracción 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. R17.10.5.3).

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. 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 es 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 (véase 18.5.2.2). De igual forma, los manuales de diseño de estructuras de acero indican que las conexiones de

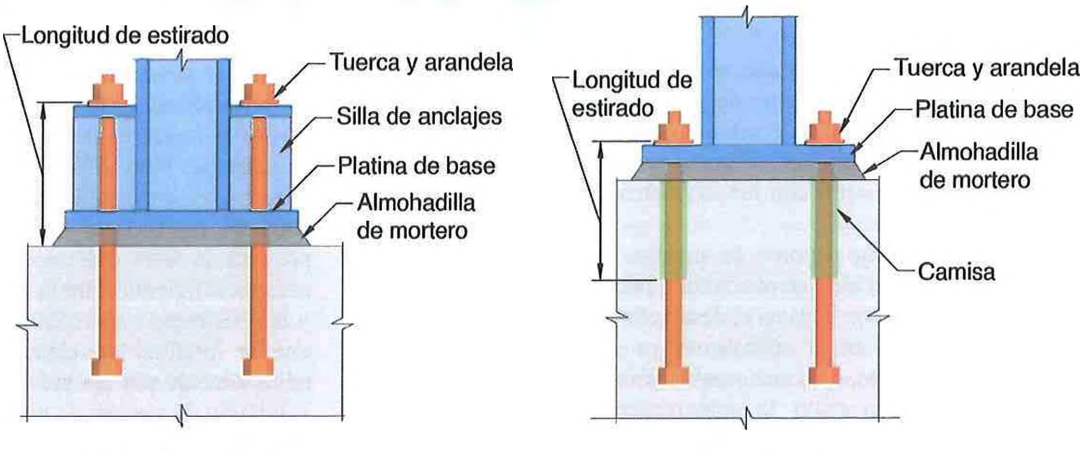
American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

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), 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 (AISC 341) especifican cargas basadas en la resistencia de los miembros.



(a) Silla de anclajes *(b) Camisa*

***Fig. R17.10.5.3** — Ilustración de la longitud de estirado*

17.10.5.4 La resistencia de diseño a tracción del anclaje debe calcularse con base en (a) hasta (e) para los modos de falla presentados en la Tabla 17.5.2 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.

R17.10.5.4 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 los efectos sísmicos. 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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(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 17.5.2.1(a).
(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 17.5.3.

17.10.5.5 Cuando se coloca refuerzo de anclaje de acuerdo con 17.5.2.1(a), no se requiere reducir la resistencia de diseño a tracción por debajo de lo especificado en 17.5.2.1.

17.10.6 *Requisitos de diseño a cortante*

17.10.6.1 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 del cortante mayorado total del anclaje asociado con la misma combinación de carga, se permite diseñar el anclaje o grupo de anclajes de acuerdo con 17.7 y los requisitos de resistencia al cortante de 17.5.2.

17.10.6.2 Cuando la componente de cortante de las fuerzas sísmicas al nivel de resistencia aplicadas a anclajes excede el 20 por ciento del cortante mayorado total del anclaje asociado con la misma combinación de carga, los anclajes y sus fijaciones deben diseñarse de acuerdo con 17.10.6.3. La resistencia a cortante de diseño del anclaje para resistir fuerzas sísmicas debe determinarse de acuerdo con 17.7.

17.10.6.3 Los anclajes y sus fijaciones deben cumplir con (a), (b) o (c).

(a) El anclaje o grupo de anclajes debe diseñarse para el máximo 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 sobreresistencia 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.
(c) El anclaje o grupo de anclajes debe diseñarse para el máximo cortante obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyen E, con E_h incrementado por Ω_o.

COMENTARIO

determinar la resistencia del anclaje dominada por modos de falla del concreto.

R17.10.5.5 Cuando se usa el refuerzo de anclaje que cumpla con 17.5.2.1(a), con las propiedades definidas en 20.2.2.5, es poco probable que se presente separación del subestrato del prisma de falla por arrancamiento del concreto, siempre y cuando el refuerzo de anclaje se diseñe para una fuerza mayor que la resistencia al arrancamiento del concreto.

R17.10.6 *Requisitos de diseño a cortante*

R17.10.6.1 No hay necesidad de cumplir con los requisitos de 17.10.6.3 cuando el cortante inducido por el sismo es una pequeña fracción del cortante mayorado total.

R17.10.6.2 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.

R17.10.6.3 La opción (a) de 17.10.5.3 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.

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 muros estructurales 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 los muros estructurales y limitaron las cargas que actuaron en los tornillos. Los procedimientos para definir estados límites de aplastamiento y cortante para conexiones a

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

17.10.6.4 Cuando se coloca refuerzo de anclaje de acuerdo con 17.5.2.1(b), no se requiere reducir la resistencia de diseño a cortante por debajo de lo especificado en 17.5.2.1.

17.10.7 *Interacción tracción cortante*

17.10.7.1 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 17.8, con la resistencia a tracción del anclaje determinada de acuerdo con 17.10.5.4.

17.11 — Fijaciones con espigos de cortante

17.11.1 *Generalidades*

17.11.1.1 Se pueden diseñar fijaciones con espigos de cortante de acuerdo con 17.11.1.1.1 hasta 17.11.1.1.9. Alternativamente, se permiten diseñar por métodos alternativos si se demuestra por análisis o ensayos resistencia y transferencia de cargas adecuada.

17.11.1.1.1 Los espigos de cortante deben construirse con platinas rectangulares o perfiles de acero compuestos por elementos similares a platinas soldados a una platina de base de la fijación.

COMENTARIO

elementos de acero formado en frío se describen en AISI S100 y se presentan ejemplos de cálculo de la resistencia en el manual de AISI (AISI D100). 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. Si 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).

R17.10.6.4 Cuando se usa el refuerzo de anclaje que cumpla con 17.5.2.1(b), con las propiedades definidas en 20.2.2.5, es poco probable que se presente separación del subestrato del prisma de falla por arrancamiento del concreto, siempre y cuando el refuerzo de anclaje se diseñe para una fuerza mayor que la resistencia al arrancamiento del concreto.

R17.11 — Fijaciones con espigos de cortante

R17.11.1 *Generalidades*

R17.11.1.1 Los requisitos de 17.11 cubren los modos de falla de fijaciones con espigos de cortante. Estos requisitos no cubren el diseño del acero o las soldaduras de la platina de base de la fijación o de los espigos de cortante.

Las fijaciones con espigos de cortante pueden ser embebidas en concreto construido en sitio o en concreto prefabricado, o ser postinstaladas dejando un negativo en el concreto que va a recibir la fijación con espigos de cortante, que después se llena con mortero de inyección fluido y sin retracción como se muestra en la Fig. R17.11.1.1a. Las platinas de base con anclajes proveen resistencia a momento, lo cual inhibe las fallas de desprendimiento del concreto por cabeceo de espigos de cortante. Las fijaciones con perfiles embebidos y sin platinas de base y anclajes, que deben resistir momento por acción de desprendimiento del concreto por cabeceo, no están cubiertas en esta sección.

La resistencia al aplastamiento en cortante se refiere a la resistencia anterior a la fractura enfrente al espigo de cortante. La falla por aplastamiento ocurre con deformaciones pequeñas (Cook and Michler, 2007). Enseguida de la falla por aplastamiento, ocurre un descenso significativo en la resistencia y un aumento en el desplazamiento lateral llevando eventualmente a una falla del acero de los anclajes (Fig. R17.11.1.1b) con desplazamientos laterales de un orden de magnitud mayor que los de la falla por aplastamiento.

Los tipos de fijaciones con espigos de cortante que cumplen con 17.11.1.1.1 hasta 17.11.1.1.9 se muestran en la Fig. R17.11.1.1a. Espigos de cortante diferentes a los cubiertos 17.11.1.1.1 hasta 17.11.1.1.9 tales como espigos de cortante compuestos por tubos de acero o fijaciones con espigos de

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO **COMENTARIO**

cortante donde la parte superior de la platina está localizada debajo de la superficie de concreto pueden utilizarse siempre y cuando se demuestre por análisis o ensayos que proveen una resistencia y transferencia de cargas adecuada.

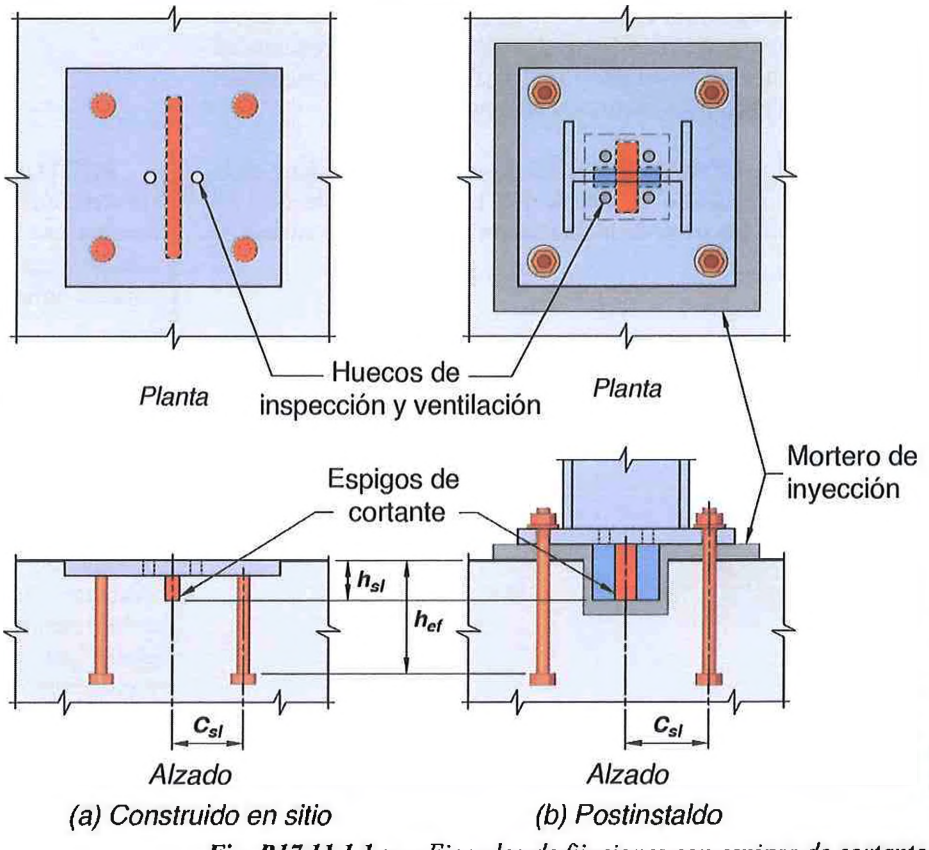


***Fig. R17.11.1.1a** — Ejemplos de fijaciones con espigos de cortante*

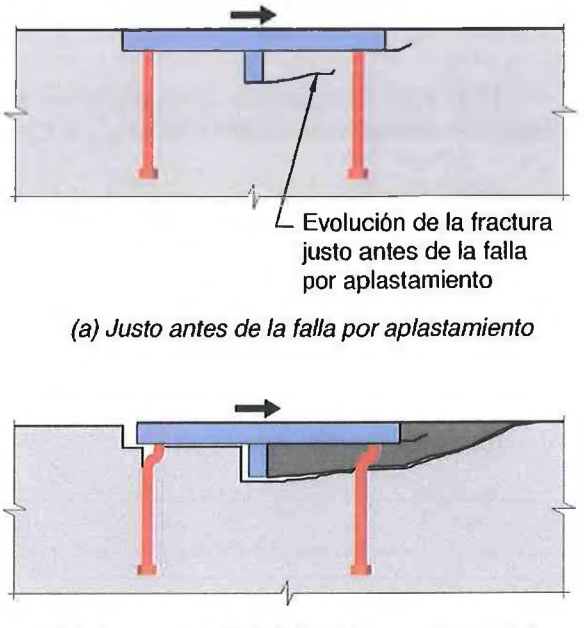


***Fig. R17.11.1.1b** — Falla por aplastamiento y subsecuente falla del acero del anclaje para una fijación con una platina embebida y espigos de cortante (si no es aplicable una falla por arrancamiento)*

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

17.11.1.1.2 Deben colocarse un mínimo de cuatro anclajes para cumplir los requisitos del Capítulo 17 con la excepción de los requisitos de 17.5.1.2(f), (g) y (h) y los requisitos correspondientes de la Tabla 17.5.2 de resistencia del acero de los anclajes en cortante, resistencia al arrancamiento del concreto de anclajes sometidos a cortante y resistencia al desprendimiento del concreto de anclajes sometidos a cortante.

17.11.1.1.3 Para anclajes soldados a la platina de base de la fijación los requisitos de interacción tracción cortante de 17.8 deben incluir una parte de la fuerza cortante total en el anclaje.

17.11.1.1.4 La resistencia al aplastamiento en cortante debe cumplir con $\phi V_{brg,sl} \geq V_u$ con ϕ =0.65.

17.11.1.1.5 La resistencia nominal al aplastamiento en cortante, $V_{brg,sl}$ debe determinarse de acuerdo con 17.11.2.

17.11.1.1.6 La resistencia al arrancamiento del concreto del espigo de cortante debe cumplir con $\phi V_{cb,sl} \geq V_u$ con ϕ =0.65.

17.11.1.1.7 La resistencia nominal al arrancamiento, $V_{cb,sl}$, debe determinarse de acuerdo con 17.11.3.

17.11.1.1.8 Para fijaciones con anclajes en tracción debe cumplirse con (a) y (b):

(a) $h_{ef}/h_{sl} \geq 2.5$

(b) $h_{ef}/c_{sl} \geq 2.5$

17.11.1.1.9 El momento proveniente del par desarrollado por la reacción del aplastamiento en el espigo de cortante y la carga cortante debe considerarse en el diseño de los anclajes a tracción.

COMENTARIO

R17.11.1.1.3 Aunque se despreció en la evaluación de la resistencia al aplastamiento de 17.11.2, los anclajes soldados resisten una parte del cortante porque se desplazan lo mismo que se desplazan los espigos de cortante. La porción del cortante aplicado, V_u, que cada anclaje lleva, $V_{ua,i}$, está dada por

$$V_{ua,i} = V_u \left(\frac{2d_a^2}{A_{ef,sl} + n2d_a^2} \right).$$

El área efectiva de aplastamiento de un anclaje se supone que sea el diámetro del anclaje multiplicado por una profundidad efectiva de aplastamiento igual a dos veces el diámetro (Cook and Michler, 2007). La reacción de aplastamiento en el espigo de cortante no es suficientemente grande para hacer fallar el anclaje en solo cortante, pero debe considerarse la interacción tracción cortante para una eventual falla del acero (véase 17.8).

R17.11.1.1.8 Las limitaciones de frontera inferior en las relaciones de profundidad de embebido del anclaje a profundidad de embebido del espigo de cortante y de profundidad de embebido del anclaje a la distancia entre la línea de anclajes en tracción al espigo de cortante en la dirección del cortante se basan en la información de ensayos disponible. Los límites requeridos menores reducen la potencial interacción entre arrancamiento del concreto de los anclajes en tracción y la falla por aplastamiento en cortante del espigo de cortante.

R17.11.1.1.9 La reacción de aplastamiento en los espigos de cortante ocurre más abajo de la superficie de concreto que la reacción de aplastamiento de los anclajes y platinas embebidas. Como consecuencia, el par creado por la reacción

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

17.11.1.2 Las platinas de base de fijaciones con espigos de cortante instaladas horizontalmente deben tener una perforación de un diámetro mínimo de 25 mm a lo largo de los lados largos del espigo de cortante.

17.11.2 *Resistencia al aplastamiento en cortante de fijaciones con espigos de cortante,* $V_{brg,sl}$

17.11.2.1 La resistencia nominal al aplastamiento de un espigo de cortante en cortante, $V_{brg,sl}$, debe calcularse como:

$$V_{brg,sl} = 1.7 f'_c A_{ef,sl} \psi_{brg,sl} \qquad (17.11.2.1)$$

donde $\psi_{brg,sl}$ esta dado en 17.11.2.2.

17.11.2.1.1 El área efectiva de aplastamiento, $A_{ef,sl}$, debe estar debajo de la superficie de concreto, perpendicular al cortante aplicado, conformada por las áreas definidas en (a) hasta (d):

(a) área de aplastamiento del espigo de cortante localizada dentro de $2t_{sl}$ de la superficie del fondo de la platina de base si la superficie superior o inferior de la platina de base está al mismo nivel que la superficie del concreto.
(b) área de aplastamiento del espigo de cortante localizada dentro de $2t_{sl}$ de la superficie del concreto si la platina de base está por encima de la superficie del concreto.
(c) área de aplastamiento de los espigos de cortante localizados dentro de $2t_{sl}$ de la interfaz con los rigidizadores.
(d) área de aplastamiento del borde frontal de los rigidizadores localizados debajo de la superficie de concreto.

COMENTARIO

de aplastamiento y la carga cortante debe considerarse al determinar la tracción en los anclajes.

R17.11.1.2 Las ventanas de inspección en la platina de base se necesitan para constatar una consolidación adecuada del concreto o mortero alrededor del espigo de cortante y para evitar que quede aire atrapado o debajo de la platina horizontal. Las ventanas en la platina base deben ubicarse cerca de cada cara del espigo de cortante. Para un solo espigo de cortante debe ubicarse una ventana de inspección cerca del centro de cada lado largo del espigo de cortante. Para un espigo de cortante en forma de cruz, se recomiendan cuatro ventanas de inspección disponiendo una en cada uno de los cuadrantes. Para otras configuraciones o espigos de cortante apreciablemente largos el profesional facultado para diseñar debe especificar la ubicación de las ventanas de inspección que permitan una observación adecuada y que permitan que el aire atrapado escape.

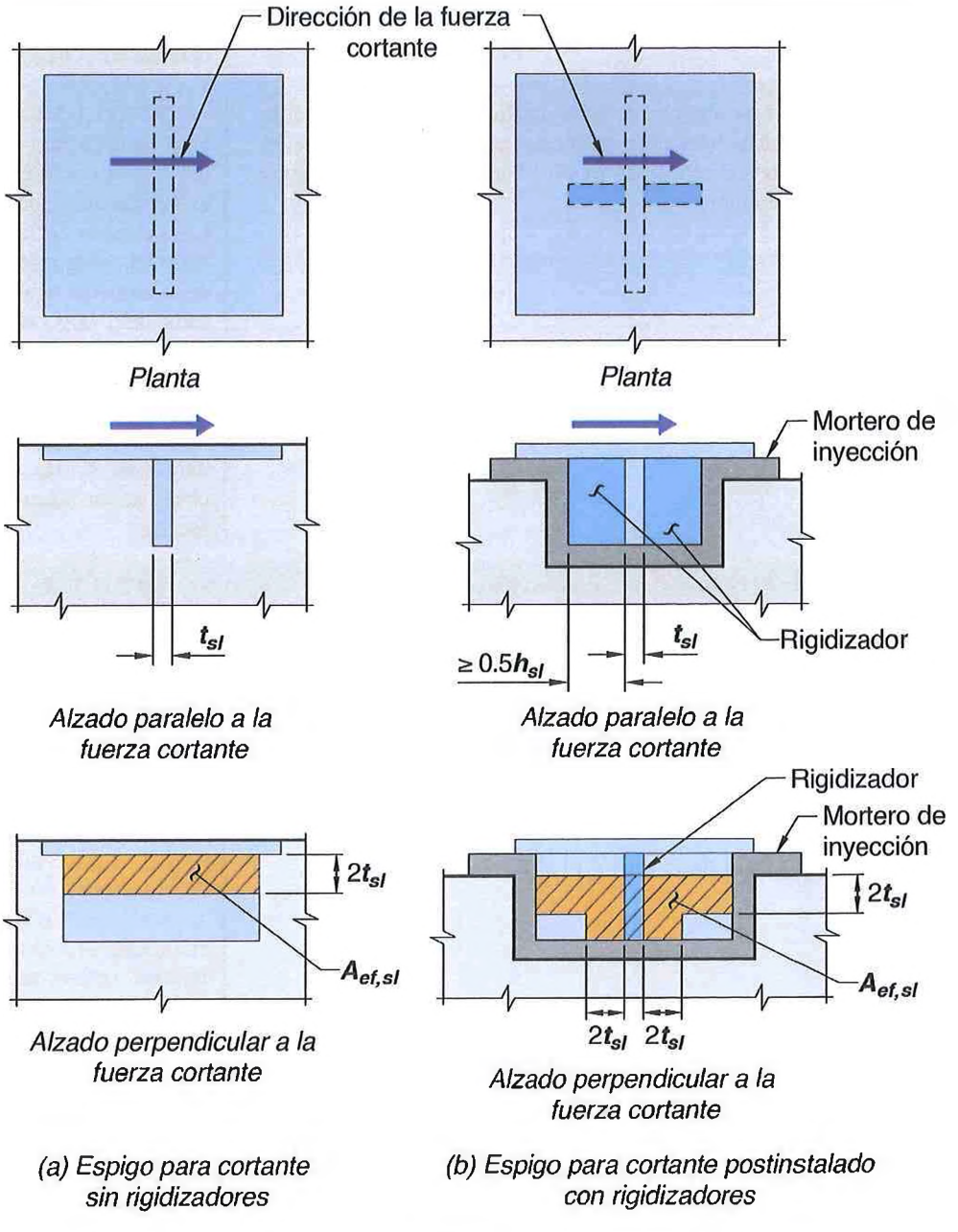
R17.11.2 *Resistencia al aplastamiento en cortante de fijaciones con espigos de cortante,* $V_{brg,sl}$

R17.11.2.1 La resistencia nominal al aplastamiento en cortante de un espigo de cortante, $V_{brg,sl}$, dada por la ecuación (17.11.2.1) está basada en un esfuerzo uniforme de aplastamiento de $1.7 f'_c$ actuando sobre el área efectiva del espigo de cortante como se discute en Cook and Michler (2017). A pesar que la resistencia al aplastamiento en cortante de fijaciones con espigos de cortante es función del aplastamiento sobre el espigo de cortante, de la platina embebida, si existe, y de los anclajes solados, si existen, el método presentado en 17.11.2 solamente incluye la contribución de los espigos de cortante. Cook and Michler (2017) discuten el desarrollo del método y un procedimiento menos conservador para incluir el aplastamiento de la platina embebida y los anclajes soldados.

R17.11.2.1.1 La Fig. R17.11.2.1.1 muestra ejemplos de áreas efectivas de aplastamiento. El área efectiva de aplastamiento para espigos de cortante rigidizados aplica tanto a platinas soldadas y perfiles de acero soldados conformados por elementos fabricados con platinas, caso en el cual el alma sería el elemento rigidizador. El límite a la distancia de $2t_{sl}$ para determinar el área efectiva de aplastamiento se describe en Cook and Michler (2017).

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO **COMENTARIO**



Nota: Anclajes y ventanas de inspección no mostrados por claridad.

Fig. R17.11.2.1.1 *— Ejemplos de áreas efectivas de aplastamiento para fijaciones con espigos de cortante*

17.11.2.2 *Factor de aplastamiento,* $\psi_{brg,sl}$

17.11.2.2.1 Factor de modificación, $\psi_{brg,sl}$, para efectos de la carga axial, P_u, en la resistencia al aplastamiento en cortante, debe determinarse de acuerdo con (a), (b) o (c):

(a) Para tracción axial aplicada

$$\psi_{brg,sl} = 1 + \frac{P_u}{nN_{sa}} \leq 1.0 \qquad (17.11.2.2.1a)$$

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

Donde P_u es negativa para tracción y n es el número de anclajes en tracción.

(b) Cuando no hay carga axial aplicada:

$$\psi_{brg,sl} = 1.0 \qquad (17.11.2.2.1b)$$

(c) Para compresión axial aplicada:

$$\psi_{brg,sl} = 1 + 4\frac{P_u}{A_{bp} f'_c} \leq 2.0 \qquad (17.11.2.2.1c)$$

donde P_u es positiva para compresión.

17.11.2.3 Si se utilizan, la longitud de los rigidizadores de los espigos de cortante en la dirección del cortante no debe ser menor que $0.5h_{sl}$.

17.11.2.4 Para fijaciones con múltiples espigos de cortante dispuestos perpendicularmente a la dirección del cortante aplicado, la resistencia al aplastamiento de cada espigo de cortante puede considerarse aditiva siempre y cuando el esfuerzo cortante en un plano de cortante en el concreto en la parte inferior de los espigos de cortante y extendiéndose entre los espigos de cortante, no exceda $0.2f'_c$. La resistencia nominal al aplastamiento de cada espigo individual debe determinarse por medio de la ecuación (17.11.2.1) utilizando el área efectiva del espigo de cortante.

17.11.3 *Resistencia al arrancamiento del concreto de espigos de cortante, $V_{cb,sl}$*

17.11.3.1 La resistencia nominal al arrancamiento del concreto de un espigo de cortante, para cortante perpendicular al borde, $V_{cb,sl}$, debe determinarse por medio de 17.7.2 utilizando la ecuación (17.7.2.1a), donde V_b se calcula utilizando la ecuación (17.7.2.2.1b) con c_{a1} tomado como la distancia desde la superficie de aplastamiento del espigo de cortante al borde libre y donde A_{Vc} es el área proyectada de la superficie de falla en el lado del miembro de concreto.

17.11.3.1.1 A_{vc} es el área de falla proyectada en la cara del concreto que se aproxima a una forma rectangular proveniente de proyectar horizontalmente $1.5c_{a1}$ del borde del espigo de cortante y proyectando verticalmente $1.5c_{a1}$ desde el borde de la profundidad efectiva del espigo de cortante, $h_{ef,sl}$. El área efectiva del espigo de cortante, $A_{ef,sl}$, no se debe incluir. La profundidad efectiva de embebido del espigo de cortante, $h_{ef,sl}$, debe tomarse como la distancia desde la superficie del concreto hasta la parte inferior del área efectiva de aplastamiento, $A_{ef,sl}$.

COMENTARIO

R17.11.2.4 La limitación para considerar múltiples espigos de cortante como efectivos se basa en los límites máximos para fricción-cortante en la Tabla 22.9.4.4 y dos ensayos reportados por Rotz and Reifschneider (1984). El área del plano de cortante corresponde a la distancia libre entre espigos de cortante adyacentes medida en la dirección del cortante aplicado multiplicada por el ancho del espigo de cortante perpendicular al corte aplicado.

R17.11.3 *Resistencia al arrancamiento del concreto de espigos de cortante, $V_{cb,sl}$*

R17.11.3.1 El método para evaluar la resistencia al arrancamiento del concreto cuando el cortante es perpendicular a un borde es similar al utilizado en 17.7.2 para anclajes. La diferencia está en la determinación de A_{Vc}, lo cual se ilustra e la Fig. R17.11.3.1. Este método ha sido confirmado por medio de ensayos en los cuales el espigo de cortante es cargado concéntricamente en cortante (Gomez et al., 2009; Cook and Michler, 2017). Con el cortante transferido por el espigo de cortante, la platina embebida (si está presente) y los anclajes soldados (si están presentes), las superficies de apoyo todas se van a desplazar la misma cantidad con un incremento en la carga de cortante aplicada. Este comportamiento es similar al de anclajes soldados a una fijación de acero en los cuales la falla del borde de concreto se inicia en la fila de anclajes más alejada del borde. En anclajes con espigos de cortante, la contribución efectiva a la resistencia al arrancamiento del concreto de las áreas de apoyo del espigo de cortante y la platina embebida (si está presente) domina sobre la contribución del área efectiva de apoyo de los anclajes más alejados del borde que el espigo de cortante. Como consecuencia, la resistencia al arrancamiento del concreto para el anclaje debe determinarse con base en la superficie de

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

arrancamiento originándose en el espigo de cortante (Fig. R17.11.3.1).

La resistencia nominal al arrancamiento del concreto de un espigo de cortante se basa en la ecuación (17.7.2.2.1b) para V_b la cual aplica a fallas del borde de concreto en cortante para anclajes de diámetro grande.

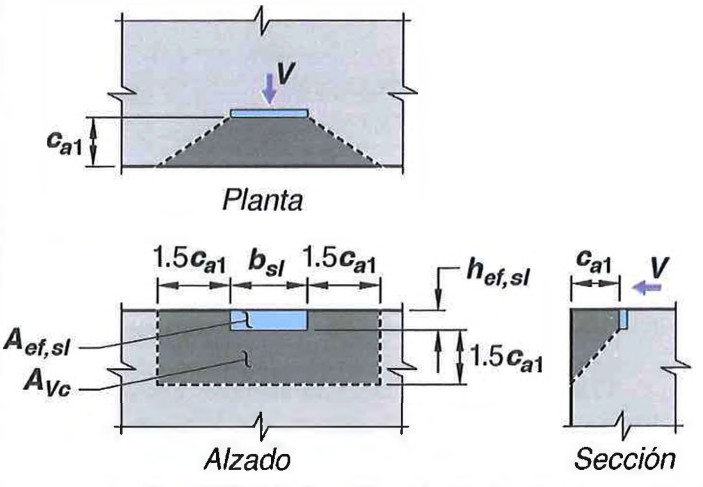


Fig. R17.11.3.1 — Ejemplo de A_{Vc} para un espigo de cortante cerca de un borde

17.11.3.2 La resistencia nominal al arrancamiento del concreto de un espigo de cortante, para cortante paralelo al borde se puede determinar de acuerdo con 17.7.2.1(c) utilizando la ecuación (17.7.2.1a) con c_{a1} tomado como la distancia desde el borde al centro del espigo de cortante con ψ_{ecV} igual a la unidad (1.0).

R17.11.3.2 La resistencia al arrancamiento del concreto para espigos de cortante cargados paralelamente al borde se basa en 17.7.2.1(c) para falla del concreto con carga aplicada paralela al borde libre, suponiendo que el comportamiento del espigo de cortante en arrancamiento del concreto es similar al de un solo anclaje.

17.11.3.3 Para espigos de cortante localizados en una esquina, la resistencia al arrancamiento del concreto limitante debe determinarse para cada borde y se debe utilizar el menor valor.

R17.11.3.3 La resistencia al arrancamiento del concreto para espigos de cortante localizados cerca de una esquina se basa en 17.7.2.1(d) para anclajes.

17.11.3.4 En casos con múltiples espigos de cortante, la resistencia al arrancamiento del concreto debe determinarse para cada superficie de arrancamiento potencial.

R17.11.3.4 La resistencia al arrancamiento del concreto de múltiples espigos de cortante se basa en R17.7.2.1 y se muestra en la Fig. R17.7.2.1b Caso 1 y Caso 2.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO COMENTARIO

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 preesforzadas y preesforzadas asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico (CDS) B hasta 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.

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, el IBC de 2018, el UBC (ICBO 1997), y el NEHRP (FEMA P749) se consideran menores que aquellas correspondientes a la respuesta lineal para la intensidad esperada del sismo (FEMA P749; 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 sitio 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 disipación 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 sitio, 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 disipación de energía aumentada tienden a reducir la respuesta de aceleración y las fuerzas inerciales 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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

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 hasta 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, 18.2.3 y 18.13.

18.2.1.5 Estructuras asignadas a las CDS D, E, o F deben cumplir con 18.2.2 hasta 18.2.8, y 18.12 hasta 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 aquellos que 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) hasta (h), además de 18.2.1.3 hasta 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 hasta 18.2.8 y 18.6 hasta 18.8.

(f) Los pórticos especiales resistentes a momentos construidos utilizando concreto prefabricado deben cumplir con 18.2.3 hasta 18.2.8 y 18.9.

(g) Los muros estructurales especiales deben cumplir con 18.2.3 hasta 18.2.8 y 18.10.

(h) Los muros estructurales especiales construidos utilizando concreto prefabricado deben cumplir con 18.2.3 hasta 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 que el sistema propuesto tiene rigidez y tenacidad iguales o mayores a

COMENTARIO

diseño sísmico (CDS) se 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 hasta 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 hasta 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 cuáles 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 supuesto 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 edificaciones de concreto estructural asignadas a CDS D, E o F tengan pórticos especiales resistentes a momentos, muros estructurales especiales, o una combinación de los dos. Además de 18.2.2 hasta 18.2.8, estas estructuras deben cumplir los requisitos de inspección continua (26.13.1.3), diafragmas y cerchas (18.12), cimentaciones (18.13), y elementos que resisten fuerzas gravitacionales sin que se designen como parte del sistema estructural de

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

las de una estructura comparable de concreto reforzado que cumpla con este capítulo.

COMENTARIO

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 cómo 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.

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
Diafragmas y cerchas		Ninguna	18.12	18.12
Cimentaciones		Ninguna	18.13	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 hasta 17, 19 hasta 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.

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,

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

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 disposiciones prescriptivas de otras partes de este Reglamento.

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 de historia de la respuesta, 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.

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.

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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

ser congruente 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 con los requisitos de 17.10.

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.

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.

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 cumplir con los requisitos de los sistemas sísmicos especiales de la Tabla 19.2.1.1.

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 35 MPa, 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 podría incrementar el límite de resistencia máxima especificada a la compresión del concreto liviano al nivel justificado por la evidencia.

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 cumplir con los requisitos para sistemas sísmicos especiales de 20.2.2.

R18.2.6 *Refuerzo en pórticos especiales resistentes a momentos y muros estructurales especiales*

R18.2.6.1 El refuerzo no preesforzado para sistemas sísmicos se requiere que cumpla con 20.2.2.4 y 20.2.2.5. A partir del ACI 319-19, el refuerzo ASTM A706M Grados 550 y 690 se permite para resistir momento, carga axial y fuerzas cortantes en muros estructurales especiales y en todos los componentes de muros estructurales especiales, incluyendo vigas de acople y machones de muro. El refuerzo ASTM A706M Grado 550 se permite también en pórticos a momento especiales. Los resultados de ensayos y estudios analíticos presentados en NIST (2014) y Sokoli and Ghannoum (2016) indican que vigas y columnas de pórticos especiales a momento apropiadamente detalladas con refuerzo ASTM A706M Grado 550 exhiben resistencias y capacidades de deformación

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

similares a las reforzadas con refuerzo Grado 420. El uso de refuerzo Grado 690 no se permite en pórticos especiales a momento debido a la ausencia de datos que demuestren un comportamiento sísmico satisfactorio.

Para permitir el uso de refuerzo ASTM A706M Grado 550 y Grado 690, el Reglamento de 2019 incluye límites para el espaciamiento del refuerzo transversal para que se provea un apoyo lateral al refuerzo longitudinal con el fin de controlar el pandeo de estas barras. En pórticos a momento especiales, el uso de refuerzo Grado 550 requiere un aumento de la profundidad de los nudos para evitar un excesivo deslizamiento de las barras de las vigas que pasan a través del nudo viga-columna (18.8.2.3).

El requisito de una resistencia a tracción mayor que la resistencia a la fluencia del refuerzo (20.2.2.5, Tabla 20.2.1.3(b)) 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 para ASTM A615M Grado 420.

Las restricciones en el valor de f_{yt} aplican a todos los tipos de refuerzo transversal, incluyendo espirales, estribos cerrados de confinamiento circulares y rectilíneos, y ganchos suplementarios. 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. El aumento a 550 MPa y 690 MPa para diseño a cortante de algunos miembros de sistemas sísmicos especiales se basa en investigaciones que indican que se puede desarrollar la resistencia de diseño a cortante (Wallace 1998; Aoyama, 2001; Budek et al. 2002; Sokoli and Ghannoum 2016; Cheng et al. 2016, Huq et al. 2018; Weber-Kamin et al. 2019). La restricción de 420 MPa en el valor de f_{yt} para barras corrugadas de 20.2.2.4 para calcular la resistencia a cortante nominal tiene como intención limitar el espesor de las fisuras a cortante al nivel de cargas de servicio. La fisuración al nivel de cargas de servicio no preocupa en miembros del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas sometidos a fuerzas sísmicas al nivel de resistencia.

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 a tracción del 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. Los empalmes mecánicos Tipo 1 para

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

cualquier grado del refuerzo y los empalmes mecánicos Tipo 2 para refuerzo Grado 550 y Grado 690 pueden no ser capaces de resistir los niveles de esfuerzos esperados en regiones de fluencia. La ubicación de estos empalmes mecánicos está restringida debido a que los esfuerzos de tracción en el refuerzo en las regiones de fluencia pueden exceder los requisitos de resistencia indicados en 18.2.7.1. Las restricciones a todos los empalmes Tipo 1 y a los empalmes mecánicos Tipo 2 en refuerzo Grado 550 y Grado 690 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 barra empalmada y respecto a la capacidad de los empalmes mecánicos 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 separación libre.

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 Con la excepción de empalmes mecánicos Tipo 2 en refuerzo Grado 420, no deben usarse empalmes mecánicos dentro de una distancia igual al doble de la altura del miembro, medida desde la cara de la columna o viga en 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 refuerzo Grado 420 en cualquier ubicación, con excepción de 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.

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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

18.2.8.2 No se puede soldar estribos, elementos de amarre, insertos, u otros elementos similares al refuerzo longitudinal requerido por el diseño.

COMENTARIO

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 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, congruente 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 $\Omega_o E$ substituyendo a E.

18.3.4 Los nudos viga-columna deben cumplir con el Capítulo 15 con el cortante en el nudo V_u calculado en un plano a media altura del nudo utilizando las fuerzas de tracción y compresión de la viga y el cortante de la columna congruentes con las resistencias nominales a momento M_n de la viga.

R18.3 — 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 cortante en columnas con dimensiones que de otro modo las hubiera hecho más susceptibles a fallar por cortante bajo cargas sísmicas.

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 menor a un cuarto del área máxima de las

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 dan 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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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 y las fuerzas sísmicas verticales 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.

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 50 mm 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) 300 mm.

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

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 (ϕ = 1.0 para momento) se desarrollan simultáneamente en ambos extremos de la luz libre. Como se indica en la Fig. R18.4.2, el cortante asociado con esta condición $\left[(M_{n\ell} + M_{nr})/\ell_n\right]$ se suma algebraicamente al cortante debido a las cargas mayoradas gravitacionales y efectos sísmicos verticales para obtener así el cortante de diseño para la viga. En el ejemplo mostrado, la carga muerta, la carga viva y la carga de nieve se han supuesto uniformemente distribuidas. La figura también muestra que los efectos sísmicos verticales se incluyen como es comúnmente requerido por el reglamento general de construcción. Por ejemplo, el ASCE/SEI 7 requiere que se incluyan los efectos sísmicos verticales, $0.2S_{DS}$.

En la opción 18.4.2.3(b) se obtiene V_n con base en las combinaciones de carga que incluyen el efecto sísmico, E, el cual debe duplicarse. Por ejemplo, la combinación de carga definida por la ecuación (5.3.1.e) quedaría en este caso:

$$U = 1.2D + 2.0E + 1.0L + 0.2S$$

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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

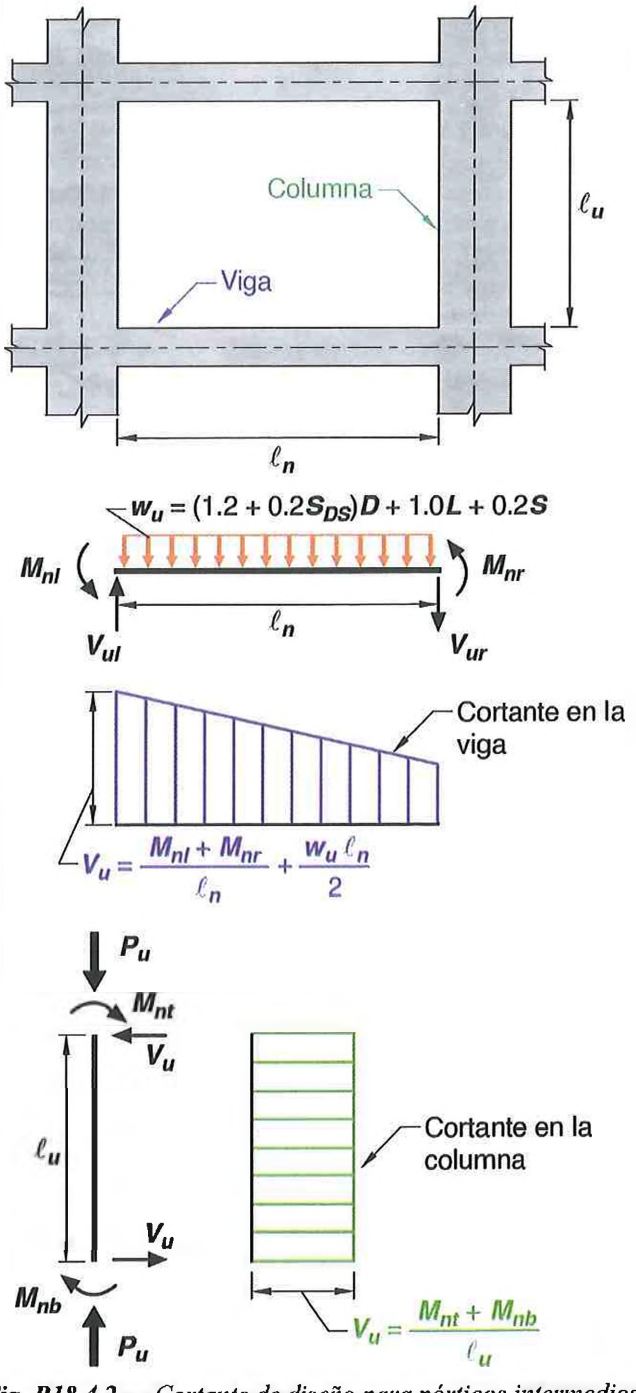


Fig. R18.4.2 — Cortante de diseño para pórticos intermedios resistentes a momentos

18.4.3 *Columnas*

18.4.3.1 ϕV_n debe ser al menos igual al menor de (a) y (b):

(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.

R18.4.3 *Columnas*

De acuerdo con 18.4.3.1(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 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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E, con $\Omega_o E$ 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 hasta 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_o en una longitud ℓ_o medida desde la cara del nudo. El espaciamiento s_o no debe exceder el menor de (a) hasta (c):

(a) Para refuerzo Grado 420, el menor de $8d_b$ de la barra longitudinal confinada de menor diámetro y 200 mm.
(b) Para acero Grado 550, el menor de $6d_b$ de la barra longitudinal confinada de menor diámetro y 150 mm.
(c) La mitad de la menor dimensión de la sección transversal de la columna.

La longitud ℓ_o, no debe ser menor que la mayor entre (d), (e) y (f):

(d) Una sexta parte de la luz libre de la columna.
(e) La mayor dimensión de la sección transversal de la columna.
(f) 450 mm.

18.4.3.4 El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de $s_o/2$ de la cara del nudo.

18.4.3.5 Fuera de la longitud ℓ_o 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_o, 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).

18.4.4 *Nudos*

18.4.4.1 Los nudos viga-columna deben cumplir los requisitos de detallado de 15.3.1.2, 15.3.1.3 y 18.4.4.2 hasta 18.4.4.5.

COMENTARIO

resistentes sean los mayores que se puedan obtener para la columna dentro del intervalo 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_o en vez del factor 2.0. En ASCE/SEI 7, $\Omega_o = 3.0$ 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. El máximo espaciamiento permitido para estribos cerrados de confinamiento tiene como objetivo inhibir o disminuir la posibilidad de pandeo del refuerzo longitudinal.

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_o en caso que lo exija el reglamento general de construcción.

R18.4.4 *Nudos*

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

18.4.4.2 Si una viga que aportica en el nudo y genera cortante en el nudo tiene una altura que exceda dos veces la profundidad de la columna, el análisis y el diseño del nudo debe basarse en el método de puntal-tensor de acuerdo con el Capítulo 23 y debe cumplirse con (a) y (b):

(a) La resistencia de diseño para cortante del nudo determinada de acuerdo con el Capítulo 23 no debe exceder ϕV_n calculado de acuerdo con 15.4.2.

(b) Se deben cumplir los requisitos de detallado de 18.4.4.3 hasta 18.4.4.5.

18.4.4.3 El refuerzo longitudinal que termina en un nudo debe extenderse hasta la cara lejana del núcleo del nudo y debe desarrollarse en tracción de acuerdo con 18.8.5 y en compresión de acuerdo con 25.4.9.

18.4.4.4 El espaciamiento del refuerzo transversal del nudo s no debe exceder el menor de 18.4.3.3(a) hasta (c) dentro de la altura de la viga de mayor altura que aportique en el nudo.

18.4.4.5 Donde el refuerzo longitudinal superior de la viga consiste en barras corrugadas con cabeza que terminan en el nudo, la columna debe extenderse 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 estar rodeado por refuerzo vertical adicional del nudo que produzca un confinamiento equivalente a la cara superior del nudo.

18.4.4.6 Los nudos losa-columna deben cumplir los requisitos de refuerzo transversal de 15.3.2. Donde se requiera refuerzo transversal para nudos losa-columna, al menos una capa de refuerzo transversal de nudo losa-columna debe colocarse entre el refuerzo superior e inferior de la losa.

18.4.4.7 *Requisitos de resistencia a cortante para nudos viga-columna*

18.4.4.7.1 La resistencia de diseño para cortante de nudos viga-columna construidos en sitio debe cumplir:

$$\phi V_n \geq V_u$$

18.4.4.7.2 V_u del nudo debe determinarse de acuerdo con 18.3.4.

COMENTARIO

R18.4.4.2 Para nudos en los cuales la altura de la viga es significativamente mayor que la dimensión de la sección de la columna, un puntal diagonal entre las esquinas del nudo puede no ser efectivo. Por lo tanto, el Reglamento requiere que en los nudos donde la altura de la viga excede dos veces la dimensión de la sección de la columna, se diseñen utilizando el método de puntal-tensor del Capítulo 23.

R18.4.4.3 Véase R18.8.2.2.

R18.4.4.4 El máximo espaciamiento del refuerzo transversal dentro del nudo es congruente con los límites de espaciamiento del refuerzo en columnas de pórticos a momento intermedios.

R18.4.4.5 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.

R18.4.4.7 *Requisitos de resistencia a cortante para nudos viga-columna*

R18.4.4.7.2 La fuerza cortante mayorada en el nudo se determina suponiendo que las vigas que aportican en el nudo desarrollan momentos en sus extremos iguales a sus resistencias nominales a momento. Consecuentemente la fuerza cortante en el nudo generada por el refuerzo a flexión se calcula para un esfuerzo de f_y en el refuerzo. Esto es congruente con 18.4.2 y 18.4.3 para determinar la resistencia a

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

18.4.4.7.3 ϕ para cortante debe estar de acuerdo con 21.2.1.

18.4.4.7.4 V_n del nudo debe estar de acuerdo con 18.8.4.3.

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 8.4.2.2.3 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 8.4.2.2.3.

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 de columnas, capiteles, ménsulas o muros.

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 de columnas, capiteles, ménsulas o muros.

COMENTARIO

cortante de diseño mínima en las vigas y columnas de pórticos a momento intermedios.

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 8.4.2.2.3, 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO **COMENTARIO**

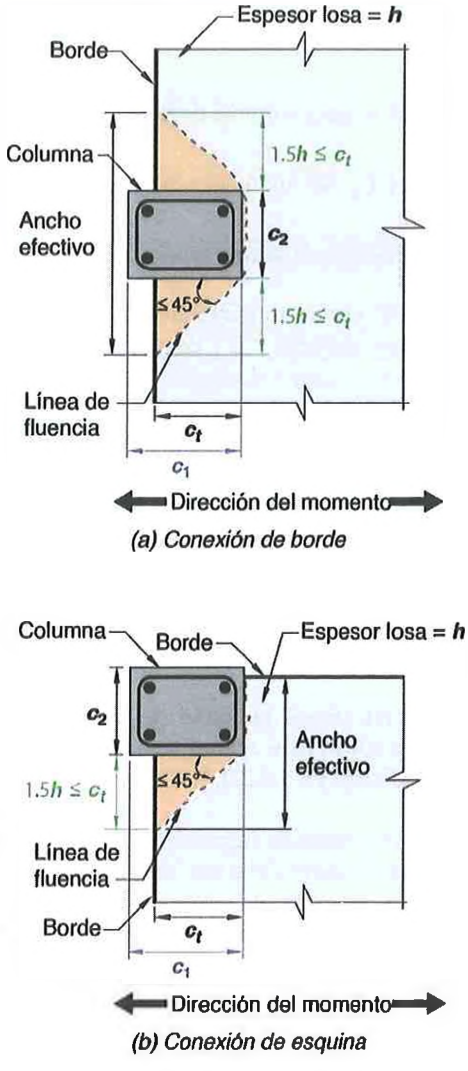


Fig. R18.4.5.1 — Ancho efectivo para colocación del refuerzo en conexiones de borde y de esquina

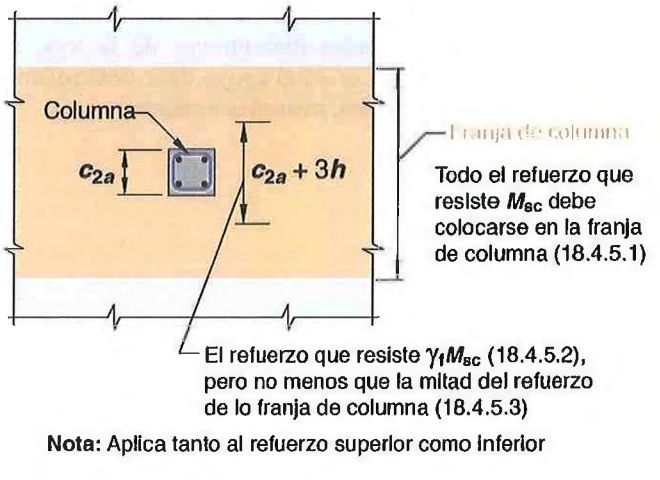


Fig. R18.4.5.2 — Localización del refuerzo en losas

REGLAMENTO

COMENTARIO

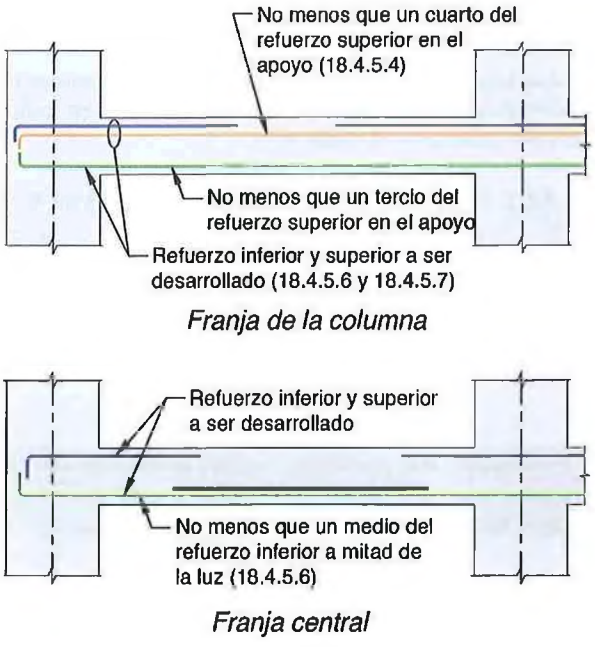


Fig. R18.4.5.3 — Disposición del refuerzo en losas

18.4.5.8 En las secciones críticas para columnas definidas en 22.6.4.1, el esfuerzo cortante en dos direcciones causado por las cargas gravitacionales mayoradas sin transferencia de momento no debe exceder $0.4\phi v_c$ para conexiones losa-columna no preesforzadas y $0.5\phi v_c$ en conexiones losa-columna con postensado no adherido donde f_{pc} en cada dirección debe cumplir con los requisitos de 8.6.2.1, y donde v_c debe ser calculado de acuerdo con 22.6.5. Este requisito puede obviarse si la conexión losa-columna 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. En losas no preesforzadas, las conexiones losa-columna en ensayos de laboratorio (Pan and Moehle 1989) exhibieron una reducida ductilidad de desplazamiento lateral cuando el esfuerzo cortante en la conexión de la columna excedía el límite recomendado de $0.4\phi v_c$. Con base en resultados de ensayos de laboratorio (Kang and Wallace 2006; Kang et al. 2007), se permite un esfuerzo máximo mayorado de cortante gravitacional de $0.5\phi v_c$ para conexiones losa-columnas de losas con postensado no adherido con f_{pc} en cada dirección y cumpliendo con los requisitos de 8.6.2.1. Las conexiones losa-columna de losas postensadas con f_{pc} en cada dirección que no cumplen con los requisitos de 8.6.2.1 pueden diseñarse como conexiones losa-columna de losas no preesforzadas de acuerdo con 8.2.3. 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 para conectar directamente el refuerzo principal, la resistencia probable del empalme debe ser al menos 1.5 veces la resistencia a la fluencia especificada del refuerzo.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

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 a elementos de acero o al 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 o 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

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 $\left(A_g f'_c/10\right)$ 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 nudos 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 puntales o diagonales de arriostramiento. 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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 $4d$.

(b) El ancho b_w debe ser al menos igual al menor de $0.3h$ y 250 mm.

(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 $0.75c_1$.

COMENTARIO

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 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) 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.

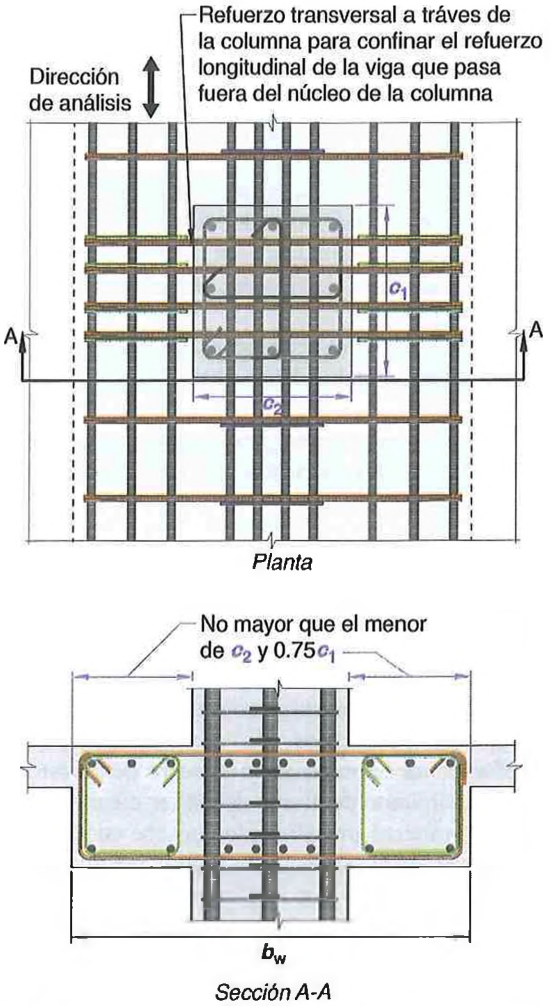


***Fig. R18.6.2** — Ancho máximo efectivo de una viga ancha y el refuerzo transversal requerido*

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 sección,

R18.6.3 *Refuerzo longitudinal*

R18.6.3.1 Los límites de las cuantías de refuerzo de 0.025 y 0.02 se basan principalmente en condiciones que dan una

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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 para refuerzo Grado 420 y 0.02 para refuerzo Grado 550.

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 empalmadas por traslapo no debe exceder al menor entre $d/4$ y 100 mm. No deben usarse empalmes por traslapo en las 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 preesforzado, 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 preesfuerzo 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 3.5 MPa y $f'_c/10$.
(b) El refuerzo preesforzado no debe estar adherido en las regiones potenciales de articulación plástica, y las deformaciones unitarias en el acero de preesforzado bajo el desplazamiento de diseño deben ser menores que 0.01.
(c) El refuerzo preesforzado 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 preesforzado que ocurran dentro del 40 y 85 por ciento de la resistencia a tracción especificada del refuerzo de preesfuerzo.

COMENTARIO

adecuada capacidad de deformación, evitando la congestión de refuerzo e indirectamente limitando los esfuerzos cortantes en vigas de dimensiones típicas.

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 cíclica 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). Para calcular el preesfuerzo 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 de articulación plástica potencial, 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 refuerzo preesforzado considerando el mecanismo inelástico anticipado de la estructura. Para refuerzo preesforzado 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 preesfuerzo 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). A pesar de que se puede obtener un comportamiento sísmico satisfactorio con mayores cuantías de refuerzo preesforzado, esta restricción es necesaria para

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

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 refuerzo preesforzado. 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; ACI 423.7). 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.

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 la columna 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 en 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 350 mm. 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 abrazan 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 50 mm de la cara de la columna de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de (a) hasta (d):

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 cerrados de confinamiento era el menor de $d/4$, 8 diámetros de la barra longitudinal, 24 diámetros de la barra de estribo y 300 mm. 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 cuales 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 puede 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(a) $d/4$.
(b) 150 mm.
(c) Para acero Grado 420, $6d_b$ del diámetro de las barras principales a flexión más pequeñas, excluyendo el refuerzo superficial requerido por 9.7.2.3.
(d) Para acero Grado 550, $5d_b$ del diámetro de las barras principales a flexión más pequeñas, excluyendo el refuerzo superficial requerido por 9.7.2.3.

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 hasta 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 exceda al menor de 150 mm, $6d_b$ de la menor barra longitudinal Grado 420 circundada de la viga y $5d_b$ de la menor barra longitudinal Grado 550 circundada de la viga. Donde el recubrimiento de concreto sobre el refuerzo transversal exceda de 100 mm, se debe colocar refuerzo transversal adicional con un recubrimiento que no exceda de 100 mm y un espaciamiento que no exceda de 300 mm.

COMENTARIO

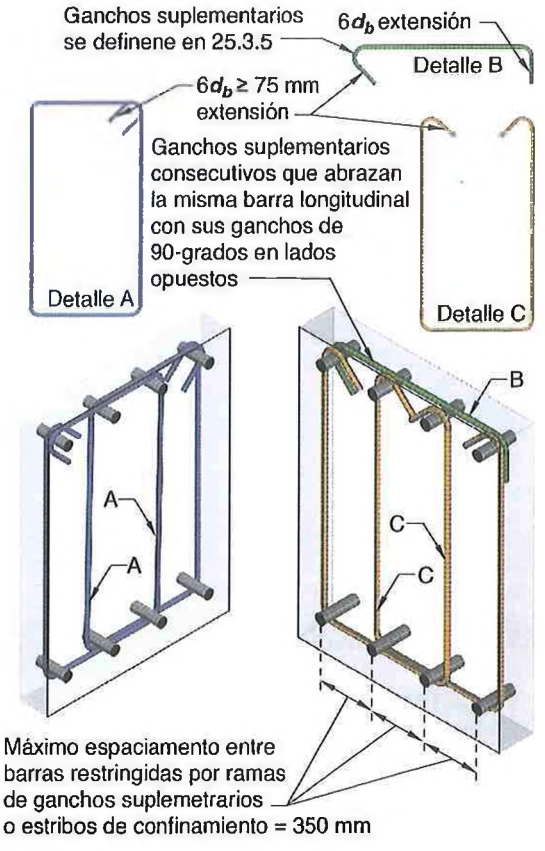


Fig. R18.6.4 — Ejemplos de estribos cerrados de confinamiento superpuestos e ilustración del límite del máximo espaciamiento horizontal de barras longitudinales restringidas lateralmente

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 gravitacionales y fuerzas sísmicas verticales 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 ocurran (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 $A_g f'_c/20$.

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. La figura también muestra que el efecto sísmico vertical debe incluirse como lo requiere usualmente el reglamento general de construcción. Por ejemplo, ASCE/SEI 7 requiere incluir los efectos sísmicos verticales como $0.2S_{DS}$.

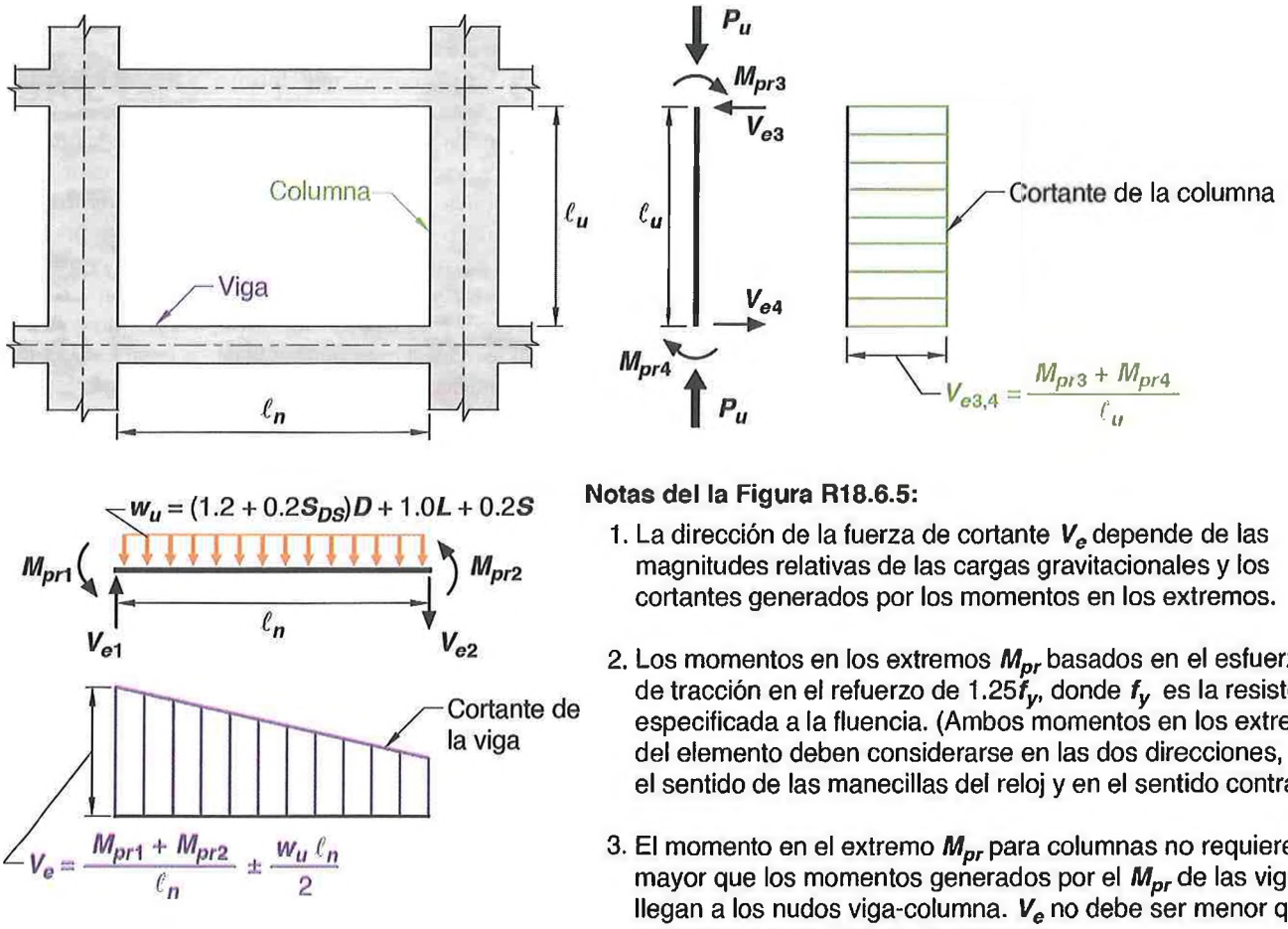
Debido a que la resistencia de fluencia real del refuerzo longitudinal puede exceder la resistencia de fluencia especificada y también debido a que es probable que ocurra endurecimiento por deformación del refuerzo en un nudo sometido a rotaciones grandes, la resistencia a cortante requerida se determina usando un esfuerzo de al menos $1.25f_y$ para el refuerzo longitudinal.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

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 del refuerzo a cortante mayor necesario 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 en ubicaciones 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.



Notas del la Figura R18.6.5:

1. 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.

2. 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 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.

Fig. R18.6.5 — Cortante de diseño para vigas y columnas

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

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 300 mm.
(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 cumplir con 18.7.3.2 ó 18.7.3.3, excepto en conexiones donde la columna es discontinua por encima de la conexión y la fuerza axial mayorada de compresión P_u en las combinaciones de carga que incluya efectos sísmicos, E, es menor que $A_g f'_c/10$.

18.7.3.2 Las resistencias a flexión de las columnas deben cumplir con

$$\Sigma M_{nc} \geq (6/5)\Sigma M_{nb} \qquad (18.7.3.2)$$

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.

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

COMENTARIO

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. Las conexiones con columnas discontinuas por encima de la conexión, tales como conexiones al nivel del techo, están exentas si la carga axial en la columna es baja, porque las columnas de pórticos a momento especiales con carga axial baja son inherentemente dúctiles y la fluencia de la columna en esos niveles es poco probable que puedan crear crear un mecanismo de falla de columnas que pueda conducir a un 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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

nudo se deben ignorar al calcular la resistencia y rigidez de la estructura. Estas columnas deben cumplir con 18.14.

18.7.4 *Refuerzo longitudinal*

18.7.4.1 El área de refuerzo longitudinal, A_{st}, debe ser al menos $\mathbf{0.01}A_g$ y no debe exceder $\mathbf{0.06}A_g$.

18.7.4.2 En columnas con estribos de confinamiento circulares, debe haber al menos seis barras longitudinales.

18.7.4.3 A lo largo de la altura libre de la columna, el refuerzo longitudinal debe seleccionarse de tal manera que $\mathbf{1.25}\ell_d \le \ell_u/\mathbf{2}$.

18.7.4.4 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

COMENTARIO

efectivo es conservador en los casos en que la losa termina en una viga dintel débil.

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 el reglamento general de construcción. Además, la columna debe tener refuerzo transversal para aumentar su resistencia para cortante y fuerzas axiales.

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 refuerzo, 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).

R18.7.4.3 Bajo demandas sísmicas puede ocurrir una falla por hendimiento debido a adherencia a lo largo de las barras longitudinales dentro de la altura libre de la columna (Ichinoae, 1995; Sokoli y Ghannoum, 2016).

El hendimiento se puede controlar restringiendo el tamaño de las barras longitudinales, aumentando la cantidad de refuerzo transversal o aumentando la resistencia del concreto, todo lo cual reduce la longitud de desarrollo de las barras longitudinales (ℓ_d) en la longitud libre de la columna (ℓ_u). Aumentar la relación de la resistencia a momento de la columna con respecto a la de la viga en los nudos, puede reducir las demandas inelásticas sobre las barras longitudinales en columnas sometidas a demandas sísmicas.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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 que exceden el 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) 450 mm.

18.7.5.2 El refuerzo transversal debe disponerse de acuerdo con (a) hasta (f):

(a) El refuerzo transversal debe consistir ya sea en espirales simples o entrelazadas, o estribos cerrados de confinamiento circulares o estribos cerrados de confinamiento rectilíneos simples o sobrepuestos 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 horizontal h_x entre las barras longitudinales soportadas lateralmente por la esquina de un gancho suplementario o una rama de estribo cerrado de confinamiento no exceda 350 mm alrededor del perímetro de la sección de la columna.
(f) Cuando $P_u > 0.3A_g f'_c$ o $f'_c > 70$ MPa 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 200 mm. P_u debe ser el máximo valor en compresión consistente con las combinaciones de mayoración de carga que incluyan E.

COMENTARIO

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 espaciamiento pequeño, 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 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 del 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 200 mm 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.

En ediciones anteriores del Reglamento, los requisitos para refuerzo transversal en columnas, muros, nudos viga-columna

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

y vigas de acople reforzadas diagonalmente hacían referencia a las mismas ecuaciones. En la edición de 2014 del Reglamento, las ecuaciones y requisitos de detallado difieren dentro de los tipos de miembro con base en consideraciones de sus solicitaciones 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.

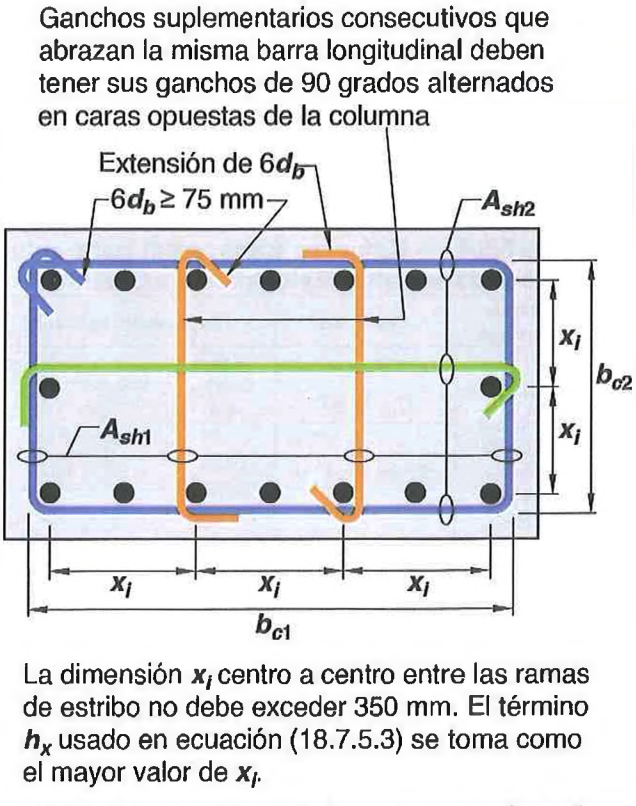


Fig. R18.7.5.2 — Ejemplo de refuerzo transversal en columnas

18.7.5.3 La separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de (a) hasta (d):

(a) La cuarta parte de la dimensión menor de la columna.
(b) Para acero Grado 420 $6d_b$ de la menor barra de refuerzo longitudinal.
(c) Para acero Grado 550 $5d_b$ de la menor barra de refuerzo longitudinal.
(d) s_o según se calcule por medio de la ecuación (18.7.5.3):

$$s_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3}\right) \qquad (18.7.5.3)$$

El valor de s_o de la ecuación (18.7.5.3) no debe exceder 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100 mm.

R18.7.5.3 El requisito de un espaciamiento que no exceda de un cuarto de la dimensión mínima del miembro ó 150 mm, tiene por objeto obtener un confinamiento adecuado para el concreto. Si el máximo espaciamiento de los ganchos suplementarios o las ramas de estribos cerrados de confinamiento que se sobreponen dentro de la sección es menor que 350 mm, entonces el límite de 100 mm puede incrementarse como lo permite la ecuación (18.7.5.3). El límite del espaciamiento es función del diámetro de las barras longitudinales y tiene por objeto restringir el pandeo del refuerzo longitudinal después del descascaramiento.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

18.7.5.4 La cantidad de refuerzo transversal debe cumplir lo exigido por la Tabla 18.7.5.4.

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:

$$\text{(a)}\ k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 \geq 1.0 \qquad (18.7.5.4a)$$

$$\text{(b)}\ k_n = \frac{n_\ell}{n_\ell - 2} \qquad (18.7.5.4b)$$

donde n_ℓ 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.

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 $f'_c \leq 70$ MPa	Mayor de (a) y (b)	$0.3\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$ (a)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ ó $f'_c > 70$ MPa	Mayor de (a), (b) y (c)	$0.09\frac{f'_c}{f_{yt}}$ (b) $0.2k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt}A_{ch}}$ (c)
ρ_s para espirales o estribos cerrados de confinamiento circulares	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ y $f'_c \leq 70$ MPa	Mayor de (d) y (c)	$0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$ (d)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ ó $f'_c > 70$ MPa	Mayor de (d), (c) y (f)	$0.12\frac{f'_c}{f_{yt}}$ (e) $0.35k_f \frac{P_u}{f_{yt}A_{ch}}$ (f)

18.7.5.5 Más allá de la longitud ℓ_0 especificada en 18.7.5.1, la columna debe tener refuerzo en forma de espiral que cumpla con 25.7.3 o estribos cerrados de confinamiento y ganchos suplementarios, que cumplan con 25.7.2 y 25.7.4, con un espaciamiento s que no exceda al menor de 150 mm, $6d_b$ de la menor barra longitudinal Grado 420 de la columna y $5d_b$ de la menor barra longitudinal Grado 550 de la columna, a menos que 18.7.4.4 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):

COMENTARIO

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 $f'_c > 70$ MPa debido a que estas columnas pueden presentar una falla frágil si no están bien confinadas. Las resistencias del concreto mayores de 100 MPa 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.

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 690 MPa 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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(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 300 mm 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 100 mm, debe colocarse refuerzo transversal adicional con un recubrimiento de concreto que no exceda de 100 mm y con un espaciamiento que tampoco exceda 300 mm.

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_o, definidas en 18.7.5.1, debe diseñarse para resistir el cortante suponiendo $V_c = 0$ cuando (a) y (b) ocurran simultáneamente:

COMENTARIO

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 descontinuado, a menos que las fuerzas mayoradas correspondientes a los efectos sísmicos sean bajas. Véase R18.12.7.6 para una discusión sobre el factor de sobrerresistencia Ω_o.

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.

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 $1.25 f_y$.

La distribución de la resistencia combinada a momento de las vigas hacia las columnas encima y debajo del nudo, debe estar basada en análisis.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(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_o.

(b) La fuerza axial de compresión mayorada P_u incluyendo el efecto sísmico es menor que $A_g f'_c/20$.

COMENTARIO

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.

R18.8 — Nudos en pórticos especiales resistentes a momento

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 $1.25f_y$.

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.

18.8.2.2 El refuerzo longitudinal que termine en un nudo, debe prolongarse hasta la cara del núcleo del nudo más distante y desarrollarse, en tracción, de acuerdo con 18.8.5 y en compresión de acuerdo con 25.4.9.

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 crítica hasta el inicio del doblez para barras con gancho y desde la sección crítica hasta la cabeza para barras con cabeza.

18.8.2.3 Donde el refuerzo longitudinal de una viga atraviese el nudo viga-columna, la altura h del nudo paralela al refuerzo longitudinal de la viga debe ser al menos la mayor de (a) hasta (c):

(a) $(20/\lambda)d_b$ de la mayor barra longitudinal Grado 420, donde $\lambda = 0.75$ para concreto liviano y $\lambda = 1.0$ para todos los otros casos.

(b) $26d_b$ de la mayor barra longitudinal Grado 550.

(c) $h/2$ de cualquier viga que aportique en el nudo y que genere cortante en el nudo como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas en la dirección bajo consideración.

R18.8.2.3 La altura h del nudo se define en la Fig. R15.4.2. La dimensión de la columna paralela al refuerzo de la viga en el nudo con columnas circulares puede tomarse como la de una columna sección cuadrada de área equivalente. Investigaciones (Meinheit and Jirsa 1977; Briss et al. 1978; Ehsani 1982; Durrani and Wight 1982; León 1989; Aoyama 2001; Lin et al. 2000) han mostrado que las barras longitudinales 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 para barras Grado 420, lo que conduciría a nudos muy grandes. Ensayos han demostrado comportamiento adecuado si la relación de la profundidad del nudo con respecto al máximo diámetro de del refuerzo longitudinal de la viga para refuerzo Grado 420 es al menos 20

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

para concreto de peso normal y 26 para concreto liviano. Una profundidad del nudo de $26d_b$ para refuerzo Grado 550 tiene como intención lograr un comportamiento similar al de un nudo con profundidad de $20d_b$ para refuerzo Grado 420 y concreto de peso normal. Los límites en la profundidad del nudo proveen un control razonable de la cantidad de deslizamiento de las barras de la viga en un nudo viga-columna considerando el número anticipado de excursiones en el rango inelástico de la estructura de la edificación durante un sismo fuerte. Un tratamiento en detalle de este tema se presenta en Zhu and Jirsa (1983).

El requisito (c) 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.

18.8.2.3.1 El concreto utilizado en nudos donde se utiliza refuerzo Grado 550 debe ser concreto de peso normal.

R18.8.2.3.1 No hay información disponible de resultados de ensayos con la combinación de concreto liviano y refuerzo longitudinal Grado 550.

18.8.3 *Refuerzo transversal*

R18.8.3 *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.

El Reglamento requiere la colocación de refuerzo transversal en los nudos indistintamente de la magnitud de la fuerza cortante calculada.

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 150 mm dentro de la altura h de la viga menos alta que llega al nudo.

R18.8.3.2 La cantidad de refuerzo de confinamiento puede reducirse y se puede incrementar su espaciamiento cuando vigas de dimensiones adecuadas llegan al nudo en todos sus cuatro lados.

18.8.3.3 El refuerzo longitudinal de viga que pasa fuera del núcleo de la columna debe confinarse con refuerzo transversal que pase a través del nudo cumpliendo con los requisitos de espaciamiento de 18.6.4.4, y con los requisitos de 18.6.4.2 y 18.6.4.3, cuando dicho confinamiento no es producido por una viga que llegue al nudo.

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.

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.

18.8.4 *Resistencia a cortante*

R18.8.4 *Resistencia a cortante*

18.8.4.1 La fuerza cortante en el nudo V_u debe calcularse en un plano a media altura del nudo con las fuerzas calculadas en la cara del nudo utilizando las fuerzas de compresión y tracción de la viga determinadas de acuerdo con 18.8.2.1 y el cortante de la columna congruente con las resistencias a flexión probables M_{pr} de la viga.

Los valores de resistencia a cortantes dados en 18.8.4.3 están basados en las recomendaciones de ACI 352R para nudos con miembros que se espera que se vean sometidos a reversiones de deformación en el rango inelástico de respuesta, aunque la definición de ACI 352R del área efectiva de la sección del nudo es algo diferente en unos casos. La resistencia a cortante nominal del nudo dada no considera de manera

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

18.8.4.2 ϕ debe estar de acuerdo con 21.2.4.4.

18.8.4.3 V_n en el nudo debe estar de acuerdo con la Tabla 18.8.4.3.

Tabla 18.8.4.3 — Resistencia nominal del nudo a cortante V_n

Columna	Viga en la dirección de V_u	Confinado por vigas transversales de acuerdo con 15.2.8	V_n, N[1]
Continua o cumple con 15.2.6	Continua o cumple con 15.2.7	Confinada	$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	Otras	Confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
Otras	Continua o cumple con 15.2.7	Confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	Otras	Confinada	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$0.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

[1] λ debe ser 0.75 para concreto liviano y 1.0 para concreto de peso normal. A_j debe calcularse de acuerdo con 15.4.2.4.

18.8.5 *Longitud de desarrollo de barras en tracción*

18.8.5.1 Para diámetros de barras No. 10 a No. 36 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 150 mm para concreto de peso normal, y debe ser al menos igual al mayor valor entre $10d_b$ y 190 mm para concreto liviano.

$$\ell_{dh} = f_y d_b / \left(5.4\lambda\sqrt{f'_c}\right) \qquad (18.8.5.1)$$

El valor de λ debe ser 0.75 para concreto que contenga agregado liviano y 1.0 para otros casos.

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 cumplan con 20.2.1.6, el desarrollo en tracción debe cumplir con 25.4.4, substituyendo un esfuerzo en la barra de $1.25f_y$ por f_y.

COMENTARIO

explícita el refuerzo transversal dentro del nudo debido a que los ensayos de nudos (Meinheit and Jirsa 1977) y vigas altas (Hirosawa 1977) han indicado que la resistencia a cortante no es sensible al refuerzo transversal si se coloca en el nudo al menos la cantidad mínima requerida.

Los ensayos de carga cíclica de nudos con extensiones de las 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 y columnas, 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).

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 factor 1.25 intenta representar el posible aumento en esfuerzos debidos a la respuesta inelástica, incluyendo endurecimiento por deformación que pueda ocurrir en vigas de pórticos a momento especiales.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

18.8.5.3 Para barras de diámetro No. 10 a No. 36, 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 de la barra no excede de 300 mm.
(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 300 mm.

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.

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 25.4.2.5 ó 25.4.3.2.

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. 43 y No. 57 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.

18.9 — 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 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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

de diseño V_e calculado en 18.6.5.1 ó 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 columnas 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 refuerzos 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 inhibir 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 sitio:
(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.

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 hasta 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 por 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

R18.9.2 *Generalidades*

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

dentro de la altura del piso y ϕV_n debe ser al menos V_e calculado de acuerdo con 18.7.6.1.

COMENTARIO

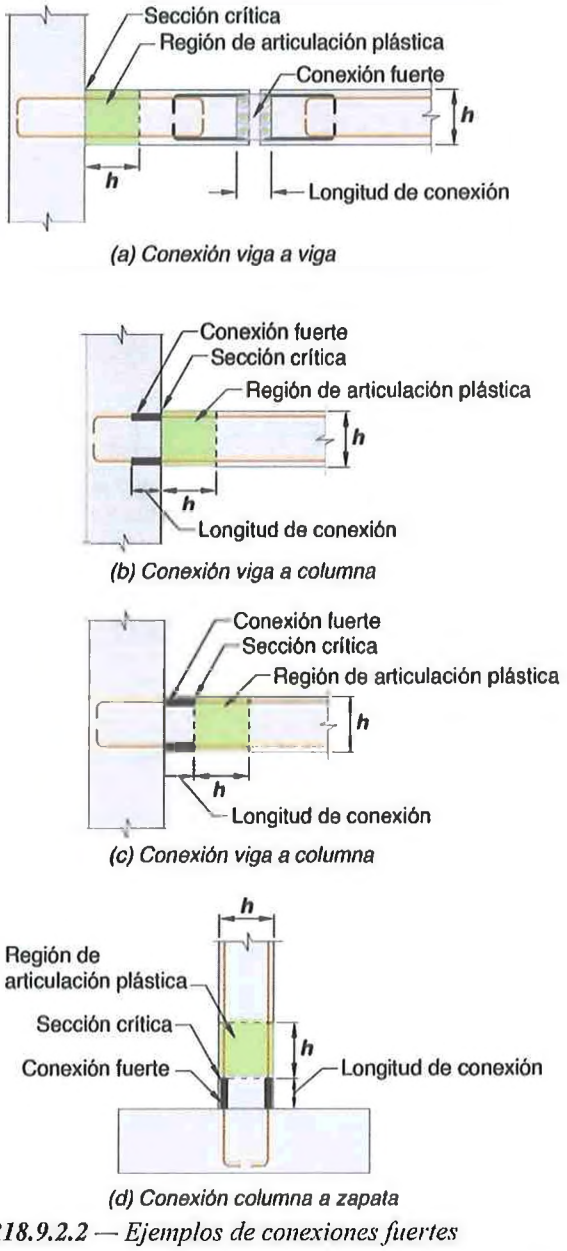


Fig. R18.9.2.2 — Ejemplos de conexiones fuertes

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) hasta (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 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

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 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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

determinar los límites superiores de los valores de aceptación.

COMENTARIO

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, incluyendo muros acoplados dúctiles y 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)		
	$\ell_w/b_w \le 2.5$	$2.5 < \ell_w/b_w \le 6$	$\ell_w/b_w > 6$
$h_w/\ell_w < 2$	Muro	Muro	Muro
$h_w/\ell_w \ge 2$	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 $0.083\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$, ρ_t se puede reducir a los valores requeridos en 11.6. El espaciamiento del refuerzo en cada dirección en muros estructurales no debe exceder de 450 mm. El refuerzo que contribuye a V_n debe ser continuo y debe estar distribuido a través del plano de cortante.

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 ordinarias de construcción, la probabilidad de mantener una sola capa de refuerzo cerca de la mitad del muro es muy baja. Más aún, la presencia del refuerzo cerca de la superficie tiende a inhibir la

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

18.10.2.2 Deben usarse al menos dos capas de refuerzo cuando $V_u > 0.17\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$ 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 25.4, 25.5 y (a) hasta (d):

(a) Excepto en la parte superior del muro, el refuerzo longitudinal debe extenderse al menos 3.6 m por encima del punto en el que ya no sea necesario para resistir flexión, pero no es necesario que se extienda más de ℓ_d por encima del siguiente nivel de piso.

(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 deben ser 1.25 veces los valores calculados para f_y en tracción.

(c) Los empalmes por traslapo del refuerzo longitudinal no se permiten dentro las regiones de borde en una altura igual a h_{sx} por encima y ℓ_d por debajo, de las secciones críticas donde pueda ocurrir fluencia del refuerzo longitudinal como resultado de los desplazamientos laterales. El valor de h_{sx} no hay necesidad de que exceda 6 m. Las regiones de borde incluyen aquellas localizadas dentro de las longitudes especificadas en 18.10.6.4(a) y aquellas dentro de longitudes que no sean menores que un espesor del muro más allá de la región de intersección de los muros conectados.

(d) Los empalmes mecánicos del refuerzo deben cumplir con 18.2.7 y los empalmes soldados del refuerzo deben cumplir con 18.2.8.

COMENTARIO

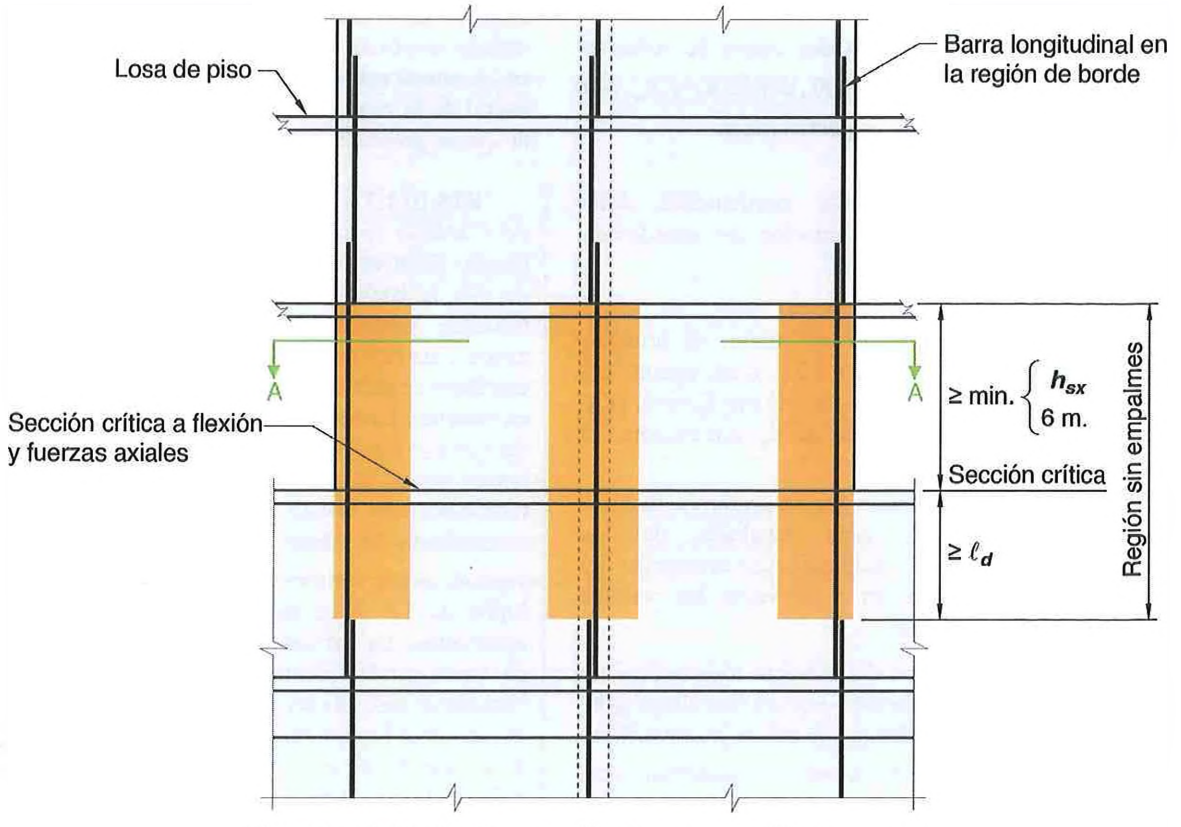
fragmentación del concreto en el caso de fisuración severa durante un sismo. El requisito de dos capas de refuerzo vertical en los muros más esbeltos tiene el fin de mejorar la estabilidad lateral de la zona de compresión bajo cargas cíclicas después de que se presente fluencia del refuerzo vertical en tracción.

R18.10.2.3 Estos requisitos se basan en las disposiciones del Capítulo 25 con modificaciones para atender situaciones propias de muros estructurales e igualmente el uso de refuerzo de alta resistencia. 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. La terminación de refuerzo longitudinal (vertical) en muros estructurales debe especificarse de tal manera que las barras se extiendan por encima del nivel donde ya no se requieren para resistir la flexión y carga axial de diseño, extendiendo las barras ℓ_d por encima del nivel del piso superior es una solución práctica para cumplir este requisito. El límite de 3.6 m se incluyó para casos con alturas de piso apreciables. La terminación de las barras debe llevarse a cabo de forma gradual dentro de la altura del muro y no debería localizarse cerca de secciones críticas donde se espera fluencia del refuerzo longitudinal, las cuales ocurren usualmente cerca de la base de muros con sección uniforme o casi uniforme, en toda la altura del muro. El endurecimiento por deformación del refuerzo lleva a un alejamiento de la plasticidad de las secciones críticas en la medida que la deformación lateral aumenta. Investigaciones (Aaletti et al. 2012; Hardisty et al. 2015) muestran que los empalmes por traslapo se deben evitar en muros donde se anticipe fluencia, por ejemplo, en la base de los muros porque pueden llevar a grandes concentraciones de deformaciones unitarias y fractura de las barras. La Fig. R18.10.2.3 ilustra regiones de borde donde los empalmes por traslapo no se permiten.

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 reversión de la 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 408.2R).

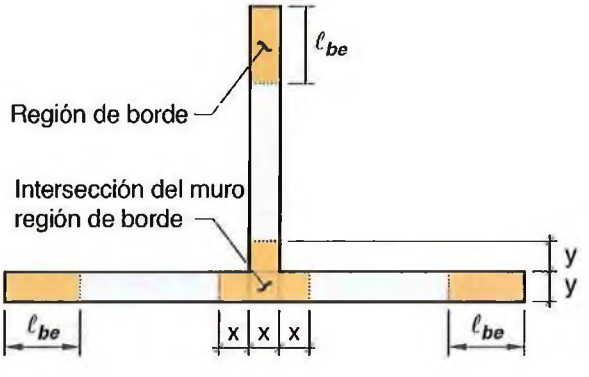
American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO **COMENTARIO**



Nota: Por claridad, solo parte del refuerzo requerido se muestra.

(a) Alzado



(b) Sección A-A

***Fig. R18.10.2.3** — Regiones de borde de muros en las alturas dentro de las cuales no se permiten empalmes por traslapo*

18.10.2.4 Los muros y los machones de muro con $h_w/\ell_w \geq 2.0$ que sean efectivamente continuos desde la base de la estructura hasta la parte superior del muro y que se diseñen para tener una sola sección crítica para flexión y carga axial deben tener refuerzo longitudinal en los extremos del segmento vertical de muro que cumpla con (a) hasta (c):

R18.10.2.4 Estos requisitos están basados en la suposición de que la respuesta inelástica de muros está dominada por la flexión en una sección donde ocurre fluencia del refuerzo longitudinal. El muro debe diseñarse de tal manera que la sección crítica ocurra donde se desea. Si hay la posibilidad que haya más de una sección crítica, es prudente disponer un refuerzo mínimo de borde en todas estas secciones.

El requisito de disponer un refuerzo longitudinal mínimo en los extremos de la sección del muro es promover la formación de fisuras de flexión secundarias bien distribuidas en la región de articulación plástica del muro con el fin de

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(a) La cuantía de refuerzo longitudinal dentro de $0.15\ell_w$ del extremo de un segmento vertical de muro y en un ancho igual al espesor del muro debe ser al menos $0.50\sqrt{f'_c}/f_y$.

(b) El refuerzo longitudinal requerido por 18.10.2.4(a) debe extenderse verticalmente por encima y por debajo de la sección crítica al menos el valor mayor de ℓ_w y $M_u/3V_u$

(c) No más del 50 por ciento del refuerzo requerido por 18.10.2.4(a) puede terminarse en una sola sección.

COMENTARIO

obtener la capacidad de deformación requerida durante sismos (Lu et al. 2017; Sritharan et al. 2014). Más aún, resistencias del concreto en sitio significativamente más altas de las utilizadas en los cálculos de diseño pueden ser perjudiciales para la distribución de la fisuración. 18.10.2.4(a) especifica la cuantía requerida en las zonas de tracción en los extremos, tal como se muestra para diferentes secciones de muro en la Fig. R18.10.2.4.

El refuerzo longitudinal requerido por 18.10.2.4(a) debe localizarse en la sección crítica donde se espere que se concentre la fluencia del refuerzo longitudinal (usualmente la base de un muro en voladizo) y debe continuarse hasta un nivel de altura suficiente dentro del muro para evitar una sección débil adyacente a la sección de articulación plástica planeada. Una altura de $M_u/3V_u$ por encima o por debajo de la sección crítica se utiliza para identificar la longitud en la cual se espera fluencia del refuerzo.

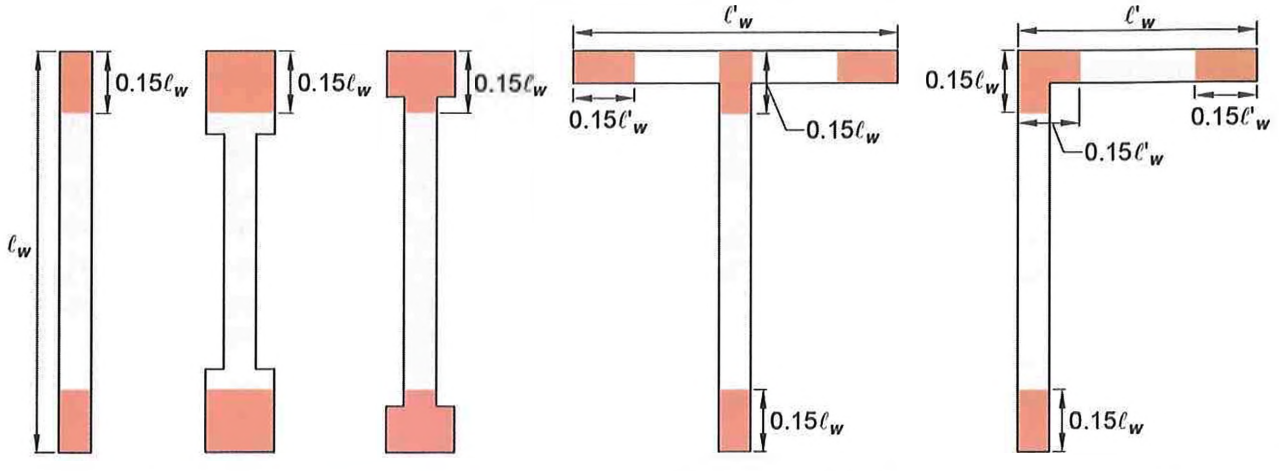


Fig. R18.10.2.4 — Localización de refuerzo longitudinal requerido por 18.10.2.4(a) en diferentes configuraciones de la sección del muro

18.10.2.5 El refuerzo en vigas de acople debe desarrollarse para f_y en tracción de acuerdo con 25.4, 25.5, y (a) y (b):

(a) Si las vigas de acople están reforzadas de acuerdo con 18.6.3.1, la longitud de desarrollo del refuerzo longitudinal debe ser 1.25 veces los valores calculados para f_y en tracción.

(b) Si las vigas de acople están reforzadas de acuerdo con 18.10.7.4, la longitud de desarrollo del refuerzo en diagonal debe ser 1.25 veces los valores calculados para f_y en tracción.

18.10.3 *Fuerzas de diseño*

R18.10.3 *Fuerzas de diseño*

Se debe considerar la posibilidad de fluencia en componentes de muros estructurales, 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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

18.10.3.1 La fuerza cortante de diseño V_e se debe calcular por medio de

$$V_e = \Omega_v \omega_v V_u \leq 3V_u \qquad (18.10.3.1)$$

donde V_u, Ω_v, y ω_v están definidas en 18.10.3.1.1, 18.10.3.1.2 y 18.10.3.1.3 respectivamente.

18.10.3.1.1 V_u es la fuerza cortante obtenida del análisis para fuerza lateral del reglamento utilizando las combinaciones de mayoración de carga.

18.10.3.1.2 Ω_v debe cumplir con la Tabla 18.10.3.1.2

Tabla 18.10.3.1.2 — Factor de sobreresistencia Ω_v en la sección crítica

Condición	Ω_v	
$h_{wcs}/\ell_w > 1.5$	El mayor entre	M_{pr}/M_u [1]
		1.5[2]
$h_{wcs}/\ell_w \leq 1.5$	1.0	

[1] Para las combinaciones de carga que produzcan el mayor valor de Ω_v.

[2] A menos que un análisis más detallado demuestre un valor menor, pero no menor que 1.0.

18.10.3.1.3 Para muros con $h_{wcs}/\ell_w < 2.0$, ω_v debe tomarse como 1.0. En los otros casos debe calcularse como:

$$\omega_v = 0.9 + \frac{n_s}{10} \qquad n_s \leq 6$$
$$\omega_v = 1.3 + \frac{n_s}{30} \leq 1.8 \qquad n_s > 6 \qquad (18.10.3.1.3)$$

Donde n_s no debe tomarse menor que la cantidad $0.007h_{wcs}$.

COMENTARIO

indicado por el análisis de carga lateral basado en fuerzas mayoradas de diseño.

R18.10.3.1 Los cortantes de diseño para muros estructurales se obtienen del análisis para carga lateral con los factores de carga congruentes e incrementados para tener en cuenta: (i) sobreresistencia a flexión en la sección crítica donde se espera la fluencia del refuerzo longitudinal y (ii) la amplificación dinámica debida a los efectos de los modos de vibración altos que se ilustra en la Fig. R18.10.3.1. El enfoque utilizado para las fuerzas cortantes amplificadas es similar al utilizado en el New Zealand Standard 3101 (2006). Debido a que M_n y M_{pr} dependen de la fuerza axial, la cual varía en las diferentes combinaciones de carga, y la dirección de las cargas para muros con alas o acoplados, debe utilizarse la condición que produce el mayor valor de Ω_v. A pesar que el valor de 1.5 en 18.10.3.1.2 es mayor que el valor mínimo obtenido para la combinación de carga que domina con un factor ϕ de 0.9 y un esfuerzo de tracción de por lo menos 1.25 f_y en el refuerzo longitudinal, un valor mayor que 1.5 puede ser aconsejable si la cantidad de refuerzo longitudinal colocado excede el requerido. La amplificación dinámica no es significativa en muros con $h_w/\ell_w < 2$. Se impuso un límite de $0.007h_{wcs}$ en n_s para tener en cuenta edificaciones con alturas de entrepiso grandes. El uso de Ω_v en V_u no inhibe la aplicación por medio de un factor de redundancia si lo requiere el reglamento general de construcción.

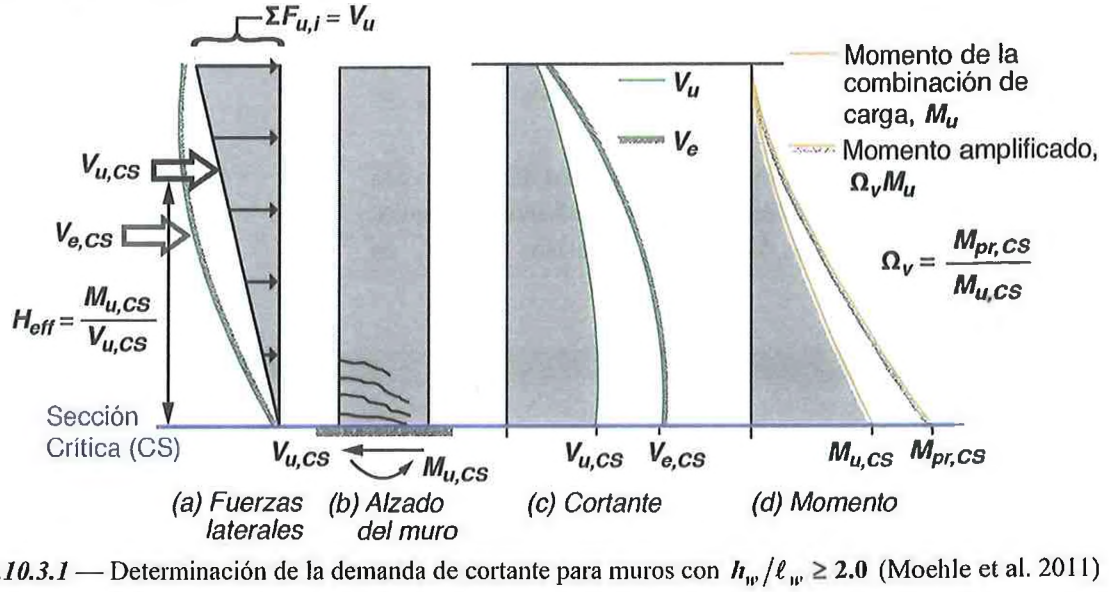


Fig. R18.10.3.1 — Determinación de la demanda de cortante para muros con $h_w/\ell_w \geq 2.0$ (Moehle et al. 2011)

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

18.10.4 *Resistencia a cortante*

18.10.4.1 V_n debe calcularse por medio de:

$$V_n = \left(\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_{yt}\right) A_{cv} \qquad (18.10.4.1)$$

donde:
$\alpha_c = 0.25$ para $h_w/\ell_w \leq 1.5$
$\alpha_c = 0.17$ para $h_w/\ell_w \geq 2.0$
Se permite interpolar linealmente el valor de α_c entre 0.25 y 0.17 para $1.5 < h_w/\ell_w < 2.0$.

18.10.4.2 En 18.10.4.1 el valor de la relación h_w/ℓ_w empleada para determinar V_n en 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.

18.10.4.4 Para todos los segmentos verticales de muro que compartan una fuerza lateral común, V_n no debe tomarse mayor que $0.66\sqrt{f'_c}A_{cv}$. Para cada uno de los segmentos verticales de muro individuales, V_n no debe tomarse mayor que $0.83\sqrt{f'_c}A_{cw}$ 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 $0.83\sqrt{f'_c}A_{cw}$ donde A_{cw} es el área de la sección de concreto del segmento horizontal de muro o viga de acople.

COMENTARIO

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 Committee 326 1962; Barda et al. 1977). La resistencia nominal a cortante se da en términos del área buta de la sección resistente al cortante, A_{cv}. 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.

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 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 de 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 $0.66\sqrt{f'_c}A_{cv}$ con el requisito adicional de que la resistencia unitaria a cortante asignada a cualquier segmento vertical de muro no exceda $0.83\sqrt{f'_c}A_{cw}$. 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

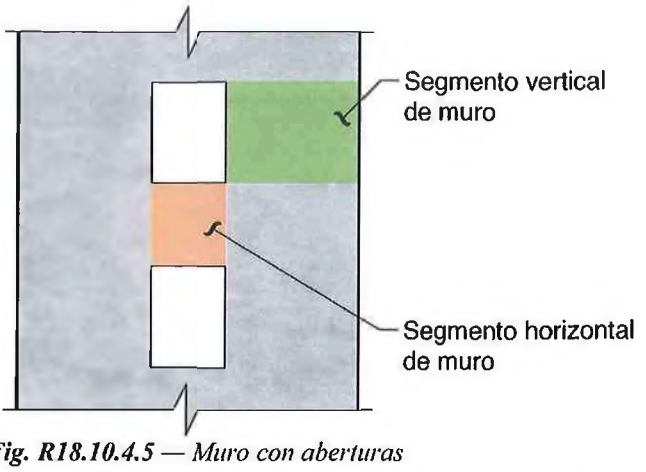


Fig. R18.10.4.5 — Muro con aberturas

18.10.4.6 Los requisitos de 21.2.4.1 no deben aplicarse a muros o machones de muro diseñados de acuerdo con 18.10.6.2.

R18.10.4.6 La sección 21.2.4.1 no aplica porque los muros diseñados de acuerdo con 18.10.6.2 están controlados por fluencia causada por flexión y las fuerzas cortantes demandadas por el reglamento se han amplificado.

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 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 el método puntal-tensor (Taylor et al. 1998).

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 por encima de la sección bajo consideración.

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.

18.10.6 *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

R18.10.6 *Elementos de borde en muros estructurales especiales*

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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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.

18.10.6.2 Muros y machones de muro con $h_{wcs}/\ell_w \geq 2.0$ que son efectivamente continuos desde la base de la estructura hasta la parte superior de todo el muro y que se diseñan para tener una única sección crítica a flexión y fuerzas axiales deben cumplir con (a) y (b).

(a) Las zonas de compresión deben ser reforzadas con elementos especiales de borde cuando

$$\frac{1.5\delta_u}{h_{wcs}} \geq \frac{\ell_w}{600c} \qquad (18.10.6.2a)$$

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_{wcs} no debe tomarse menor que 0.005.

(b) Si se requieren elementos especiales de borde según (a), entonces (i) debe cumplirse y también debe cumplirse ya sea con (ii) o (iii).

(i) El refuerzo transversal de elementos de borde especiales debe extenderse verticalmente por encima y por debajo de la sección crítica al menos el mayor de ℓ_w y $M_u/4V_u$, excepto en lo que permita 18.10.6.4(i).

(ii) $b \geq \sqrt{0.025c\ell_w}$

(iii) $\delta_c/h_{wcs} \geq 1.5\delta_u/h_{wcs}$, donde:

$$\frac{\delta_c}{h_{wcs}} = \frac{1}{100}\left[4 - \frac{1}{50}\left(\frac{\ell_w}{b}\right)\left(\frac{c}{b}\right) - \frac{V_u}{0.68\sqrt{f'_c}A_{cv}}\right] \qquad (18.10.6.2b)$$

El valor de δ_c/h_{wcs} en la ecuación (18.10.6.2b) no hay necesidad de tomarlo menor que 0.015.

COMENTARIO

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 mantenidos porque son conservadores 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 con 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 y reforzarse de manera tal que la sección crítica se produzca en el lugar que se pretende.

La ecuación (18.10.6.2a) 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 exceda a un valor crítico cuando el muro alcanza 1.5 veces el desplazamiento de diseño. El desplazamiento de diseño, congruente con un enfoque de diseño con base en desplazamiento, de la ecuación (18.10.6.2a) se toma en la parte superior del muro y la altura del muro se toma como la altura por encima de la sección crítica. El multiplicador de 1.5 aplicable al desplazamiento de diseño se adicionó a la ecuación (18.10.6.2) en el Reglamento de 2014 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 el cociente δ_u/h_{wcs} requiere elementos especiales de borde en los límites verticales del muro si las deformaciones unitarias del refuerzo longitudinal del bode 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_{wcs} 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.

La ecuación (18.10.6.2b) está basada en la capacidad de deriva media en la parte superior del muro para un 20 por ciento de pérdida de resistencia lateral propuesto por Abdullah and Wallace (2019). El requisito que la capacidad de deriva exceda 1.5 veces los resultados de demanda de deriva conduce a una

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

probabilidad baja de pérdida de resistencia para el sismo de diseño. La expresión para b en (ii) se deriva de ecuación (18.10.6.2b), suponiendo valores de $V_u/\left(0.68A_{cv}\sqrt{f'_c}\right)$ y δ_u/h_{wcs} de aproximadamente 1.0 y 0.015, respectivamente. Si b varía dentro de c debe usarse un promedio o valor representativo de b. Por ejemplo, en el extremo del ala de un muro, b debe tomarse igual al ancho de ala efectiva definida en 18.10.5.2, a menos que c se extienda dentro del alma, situación en la cual debe utilizarse un promedio ponderado para obtener b. En el extremo de un muro sin alas, b debe tomarse igual al espesor del muro. Si la capacidad de deriva no excede la demanda de deriva en un diseño preliminar, se requieren cambios en el diseño para aumentar la capacidad de deriva del muro o reducir la demanda de deriva, o ambos, de tal manera que la capacidad de deriva exceda la demanda de deriva en todos los muros de la edificación.

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, sobrepasen $0.2f'_c$. 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.

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 inerciales reales para la intensidad anticipada del sismo.

18.10.6.4 Si se requieren elementos especiales de borde, de acuerdo con 18.10.6.2 ó 18.10.6.3, se debe cumplir con las condiciones (a) hasta (k):

(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 $h_u/16$.

(c) Para muros o 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 de todo el 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

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/SEI 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 están 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 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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

flexión b dentro de la distancia horizontal calculada por medio de 18.10.6.4(a) debe ser mayor o igual a 300 mm.

(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 300 mm dentro del alma.

(e) El refuerzo transversal de los elementos de borde debe cumplir con los requisitos de 18.7.5.2(a) hasta (d) y 18.7.5.3, excepto que 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. El espaciamiento vertical del refuerzo transversal en el elemento de borde debe cumplir con lo prescrito en la Tabla 18.10.6.5(b).

(f) El refuerzo transversal debe disponerse de tal manera que el espaciamiento h_x entre barras longitudinales apoyadas lateralmente alrededor del perímetro del elemento de borde no debe exceder el menor de 350 mm y dos tercios del ancho del elemento de borde. El soporte lateral debe consistir en un gancho sísmico de un gancho suplementario o la esquina de un estribo cerrado de confinamiento. La longitud de la rama del estribo cerrado de confinamiento no debe exceder dos veces el ancho del elemento de borde y los estribos cerrados de confinamiento adyacentes deben superponerse al menos el menor de 150 mm y dos tercios del ancho del elemento de borde.

(g) La cantidad de refuerzo transversal debe cumplir con la Tabla 18.10.6.4(g).

Tabla 18.10.6.4(g) — Refuerzo transversal para elementos especiales de borde

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 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)

(h) El concreto dentro del espesor del sistema de piso en donde se encuentre localizado el elemento de borde especial debe tener una resistencia especificada a la compresión de al menos 0.7 veces el valor de f'_c del muro.

(i) En una distancia por encima y por debajo de la sección crítica especificada en 18.10.6.2(b), el refuerzo vertical del alma debe tener soporte lateral suministrado por la esquina de un estribo cerrado de confinamiento o por un gancho suplementario con ganchos sísmicos en sus dos extremos. El refuerzo transversal debe tener un espaciamiento vertical que no exceda 300 mm y un diámetro que cumpla con 25.7.2.2.

(j) 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

COMENTARIO

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 300 mm para disminuir la posibilidad de que ocurra inestabilidad lateral en la zona de compresión después de se descascare el recubrimiento de concreto.

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(g) 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(g) 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(g) se definen como $A_g = \ell_{be}b$ y $A_{ch} = b_{c1}b_{c2}$, para las dimensiones mostradas en la Fig. R18.10.6.4b. Esto considera que es posible que ocurra descascaramiento solo en las caras expuestas del elemento de borde confinado. Ensayos (Thomsen and Wallace 2004) han mostrado que se puede logar un desempeño adecuado utilizando espaciamientos verticales mayores que los permitidos por 18.7.5.3(a). Los límites del espaciamiento entre barras longitudinales apoyadas lateralmente tienen como objetivo llevar a un espaciamiento más uniforme de los estribos cerrados de confinamiento y ganchos suplementarios en muros delgados.

Los requisitos de configuración del refuerzo transversal y ganchos suplementarios para el refuerzo longitudinal del alma se resumen en la Fig. R18.10.6.4a. Se introduce un límite en las longitudes relativas de las ramas de estribos cerrados de confinamiento con base en ensayos (Segura and Wallace, 2018; Welt et al., 2015; Arteta 2015) que muestran que un solo estribo cerrado de confinamiento perimetral con ganchos suplementarios que tienen ganchos alternantes de 90 grados y 135 grados no son tan efectivos como disponer estribos cerrados de confinamiento superpuestos y también disponer ganchos suplementarios con ganchos sísmicos en ambos extremos si ℓ_{be} es mayor que aproximadamente $2b$.

Estos ensayos también muestran que la pérdida de capacidad de soportar cargas axiales puede ocurrir inmediatamente después el daño del elemento de borde del muro si el refuerzo vertical dentro de la región de articulación plástica no está restringido lateralmente. El uso de ganchos suplementarios por fuera de los elementos de borde también conduce a una transición menos abrupta en el refuerzo transversal utilizado para proveer confinamiento al concreto y

aci American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

especial de borde termina en una zapata, losa de cimentación, o cabezal de pilote, el refuerzo trasversal del elemento especial de borde debe extenderse al menos 300 mm dentro de la zapata, losa de cimentación, o cabezal de pilote, a menos que se requiera una extensión mayor en 18.13.2.4.

(k) El refuerzo horizontal del alma del muro debe extenderse hasta dentro de 150 mm 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 $A_s f_{yt} / s$ 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

restringir el pandeo del refuerzo longitudinal, que a su vez atiende el aumento potencial de la profundidad del eje neutro debido al cortante (compresión diagonal) y las incertidumbres en la carga axial.

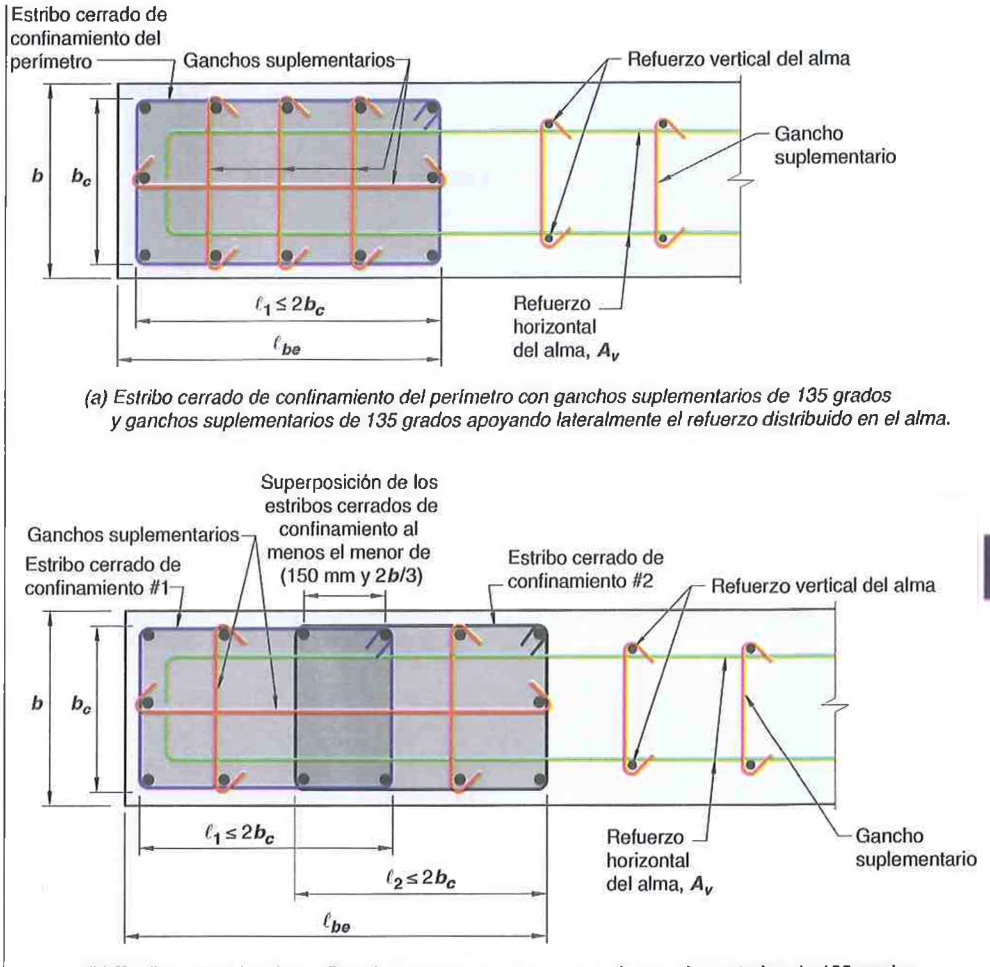
Los requisitos para extensiones verticales de los elementos de borde se resumen en la Fig. R18.10.6.4c (Moehle et al. 2011).

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 los 150 mm más cercanos al extremo del muro, aplica a todas las barras horizontales ya sean rectas, con gancho o con cabeza, como se ilustra en la Fig. R18.10.6.4c.

Los requisitos de 18.10.2.4 aplican para el refuerzo longitudinal mínimo en los extremos de muros, incluyendo aquellos con elementos de borde especiales.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

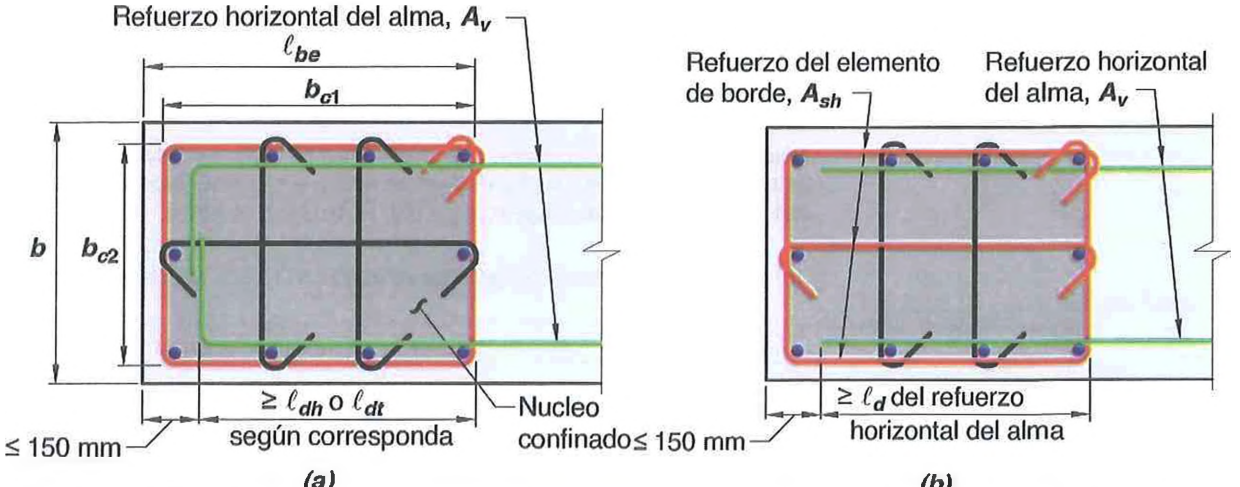
REGLAMENTO **COMENTARIO**



(a) Estribo cerrado de confinamiento del perímetro con ganchos suplementarios de 135 grados y ganchos suplementarios de 135 grados apoyando lateralmente el refuerzo distribuido en el alma.

(b) Estribos cerrados de confinamiento superpuestos con ganchos suplementarios de 135 grados y ganchos suplementarios de 135 grados apoyando lateralmente el refuerzo longitudinal distribuido en el alma.

***Fig. R18.10.6.4a** — Configuraciones del refuerzo transversal del borde y ganchos suplementarios del alma*



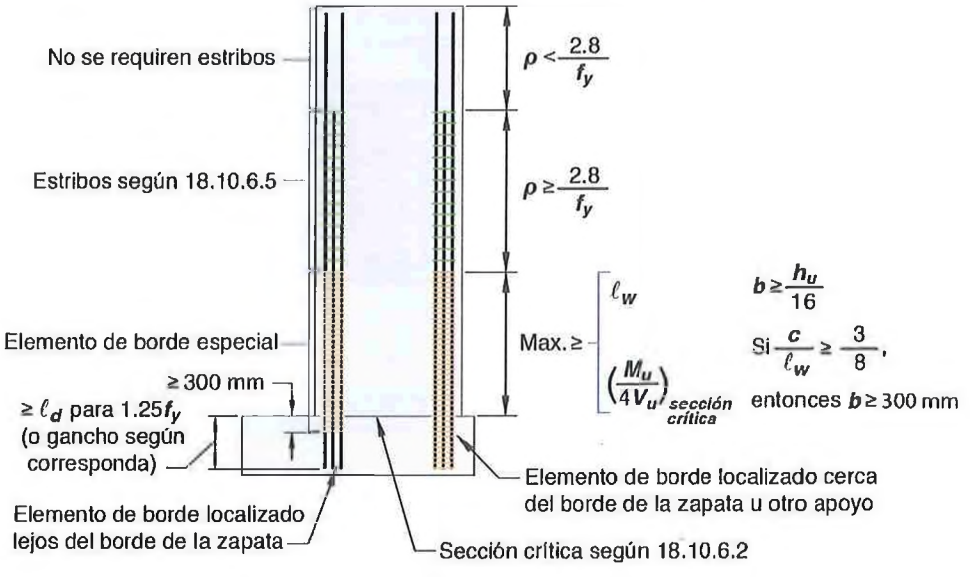
(a)
Opción con ganchos estándar o refuerzo con cabeza

(b)
Opción con refuerzo recto desarrollado

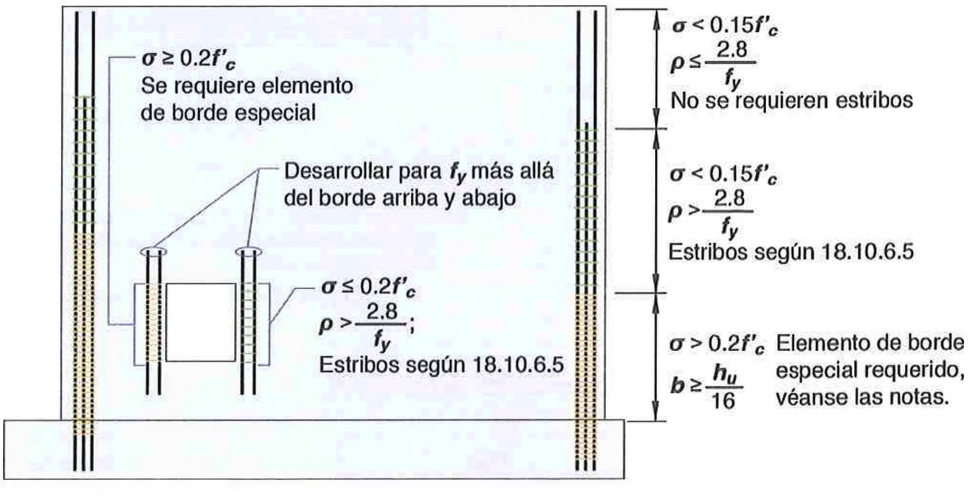
***Fig. R18.10.6.4b** — Desarrollo del refuerzo horizontal del muro en el elemento de borde confinado*

aci American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO **COMENTARIO**



(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 compresión $\sigma \geq 0.2f'_c$. 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 18.10.6.3, 18.10.6.4, and 18.10.6.5.

***Fig. R18.10.6.4c** — Resumen de los requisitos de elementos de borde 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) Excepto donde V_u en el plano del muro sea menor que $0.083\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$, 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

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 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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

estén empalmados al refuerzo horizontal y tengan su mismo diámetro y espaciamiento.

(b) Si la cuantía de refuerzo longitudinal en el borde del muro excede $2.8/f_y$, el refuerzo transversal de borde debe cumplir con lo indicado en 18.7.5.2(a) hasta (e) en la distancia calculada de acuerdo con 18.10.6.4(a). El espaciamiento máximo vertical del refuerzo transversal en el borde del muro debe cumplir con lo prescrito en la Tabla 18.10.6.5(b).

Tabla 18.10.6.5(b) — Espaciamiento vertical máximo del refuerzo transversal en el borde del muro

Grado de resistencia de las barras de refuerzo principal a flexión (MPa)	Refuerzo transversal requerido	Espaciamiento vertical del refuerzo transversal[1]	
420	Dentro del mayor de ℓ_w y $M_u/4V_u$ por encima y por debajo de las secciones críticas[2]	Menor de	$6d_b$
			150 mm
	Otras localizaciones	Menor de	$8d_b$
			200 mm
550	Dentro del mayor de ℓ_w y $M_u/4V_u$ por encima y por debajo de las secciones críticas[2]	Menor de	$5d_b$
			150 mm
	Otras localizaciones	Menor de	$6d_b$
			150 mm
690	Dentro del mayor de ℓ_w y $M_u/4V_u$ por encima y por debajo de las secciones críticas[2]	Menor de	$4d_b$
			150 mm
	Otras localizaciones	Menor de	$6d_b$
			150 mm

[1] En esta tabla, d_b corresponde al diámetro de la menor barra del refuerzo principal para flexión.

[2] Las secciones críticas se definen como lugares donde puede ocurrir fluencia del refuerzo longitudinal como consecuencia de los desplazamientos laterales.

COMENTARIO

los muros. Los requisitos de 18.10.6.5 aplican en toda la altura del muro y están resumidos en la Fig. R18.10.6.4.2c para los casos donde se requieren elementos especiales de borde (Moehle 2011).

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.

La intención de los límites del espaciamiento del refuerzo transversal es prevenir el pandeo de las barras hasta que las deformaciones unitarias se extienden en el rango inelástico. Para lograr una capacidad de comportamiento similar se requiere un espaciamiento más pequeño para el refuerzo longitudinal de alta resistencia.

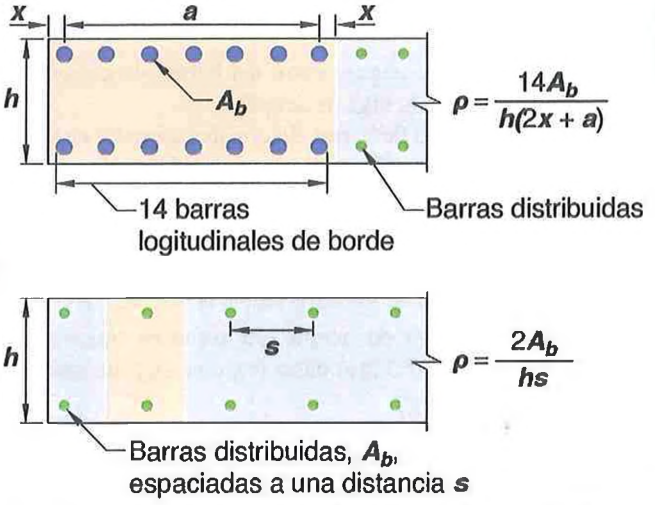


Fig. R18.10.6.5 — Cuantías de refuerzo longitudinal para condiciones de borde típicas en muros

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 si fuera 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 $V_u \geq 0.33\lambda\sqrt{f'_c}A_{cw}$ 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 componentes no estructurales y sus conexiones con la estructura.

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 de acople altas.

Los experimentos demuestran que el refuerzo orientado diagonalmente únicamente es efectivo solo 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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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 de la luz o de acuerdo con 18.6.3 hasta 18.6.5, con el borde del muro interpretado como si fuera 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

$$V_n = 2A_{vd} f_y \text{sen}\alpha \leq 0.83\sqrt{f'_c} A_{cw} \qquad (18.10.7.4)$$

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.

(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 (e), con A_{sh} no menor que el mayor de (i) e (ii):

(i) $0.09sb_c \dfrac{f'_c}{f_{yt}}$

(ii) $0.3sb_c\left(\dfrac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\dfrac{f'_c}{f_{yt}}$

Para efectos de calcular A_g, el recubrimiento de 20.5.1 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 con 18.7.5.3(d) 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 350 mm. 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 300 mm.

COMENTARIO

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 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 R18.10.7a. Cada jaula contiene a lo menos cuatro barras longitudinales y confina un 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. R18.10.7b). 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 pueden 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 $0.83\sqrt{f'_c}b_w d$. En consecuencia, el uso de un límite $0.83\sqrt{f'_c}b_w d$ proporciona un límite superior aceptable.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(d) Debe colocarse refuerzo transversal en toda la sección de la viga de acuerdo con 18.5.2(a) hasta (e), y A_{sh} no puede ser menor que el mayor de (i) e (ii):

(i) $0.09sb_c \dfrac{f'_c}{f_{yt}}$

(ii) $0.3sb_c \left(\dfrac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) \dfrac{f'_c}{f_{yt}}$

El espaciamiento longitudinal del refuerzo transversal no debe exceder el menor de 150 mm y $6d_b$ de la barra diagonal más pequeña. El espaciamiento de los ganchos suplementarios y ramas de estribos cerrados de confinamiento tanto horizontal como verticalmente en el plano de la viga no debe exceder 200 mm. Todo gancho suplementario y cada rama de estribo cerrado de confinamiento debe abrazar una barra longitudinal de igual o mayor diámetro. Se puede configurar los estribos cerrados de confinamiento como se especifica en 18.6.4.3.

COMENTARIO

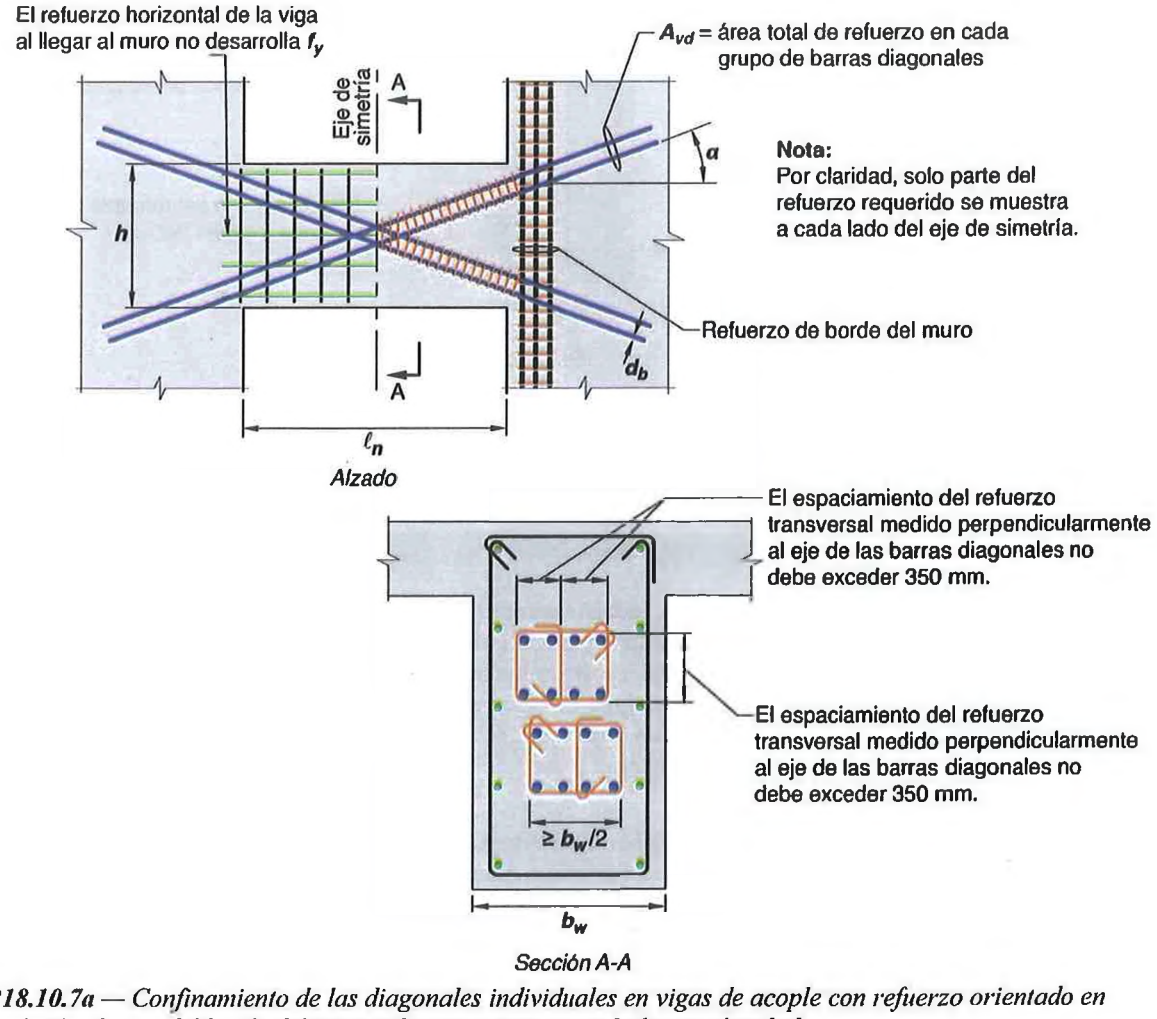


Fig. R18.10.7a — Confinamiento de las diagonales individuales en vigas de acople con refuerzo orientado en diagonal. El refuerzo del borde del muro solo se muestra en un lado por claridad.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO **COMENTARIO**

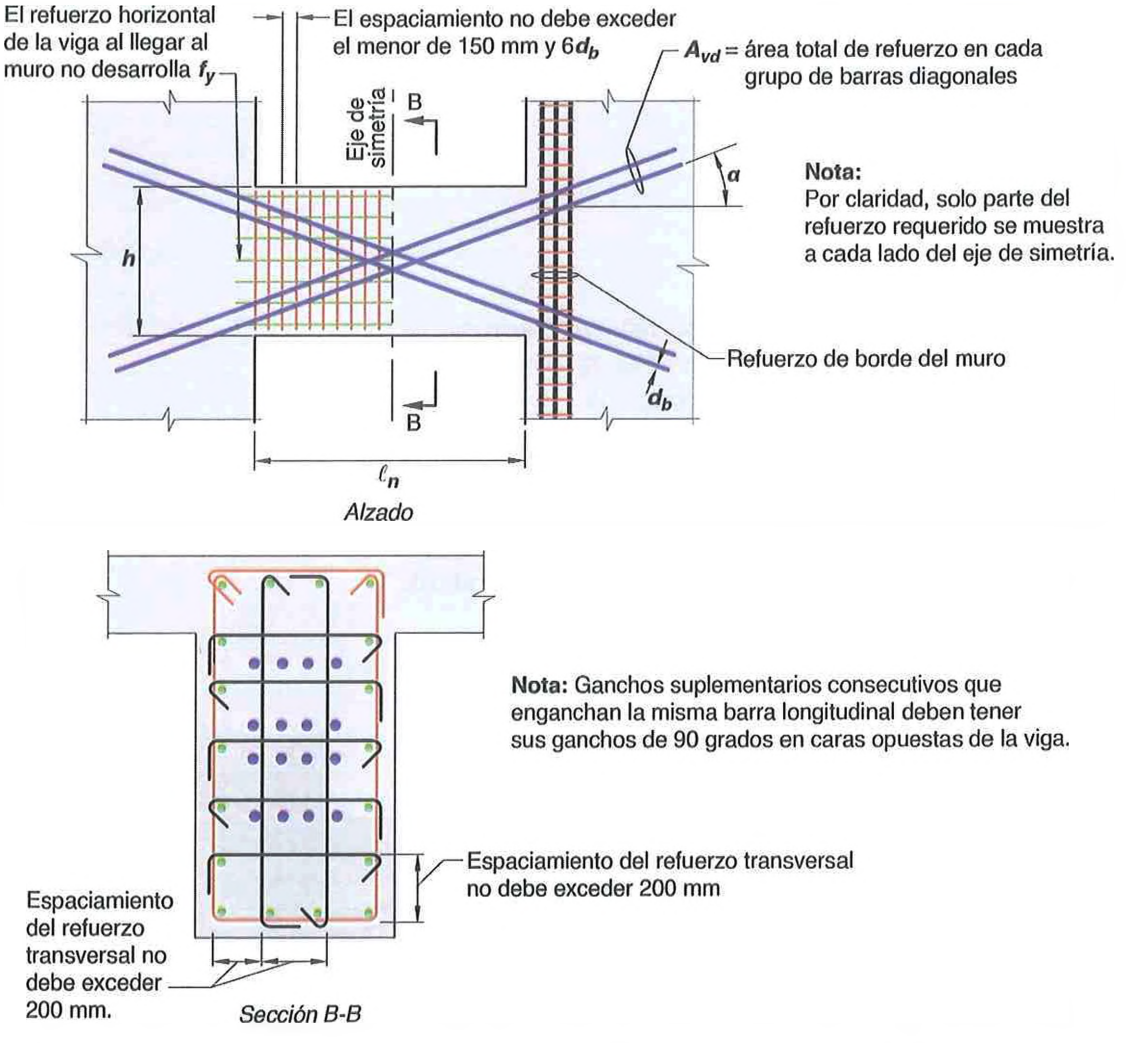


Fig. R18.10.7b — Confinamiento total de una sección de una viga de concreto reforzada en diagonal en una viga de acople con refuerzo orientado en diagonal. El refuerzo del borde del muro se muestra en un solo lado por claridad

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 sobreresistencia del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas, no hay necesidad que la fuerza cortante de diseño exceda Ω_o veces el cortante mayorado obtenido del análisis de la estructura para los efectos de las fuerzas sísmicas.

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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(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 150 mm.
(e) El refuerzo transversal debe extenderse como mínimo 300 mm 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 queden 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 adyacentes.

COMENTARIO

La sección 18.10.8.1 requiere que estos miembros cumplan con los requisitos de refuerzo y resistencia al cortante de 18.7.4 hasta 18.7.6. Se dan requisitos alternativos 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 sobreresistencia del sistema. Documentos tales como las recomendaciones de NEHRP provisions (FEMA P749), ASCE/SEI 7 y el IBC de 2018 representan el efecto de carga sísmica amplificado por medio del factor Ω_o.

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 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).

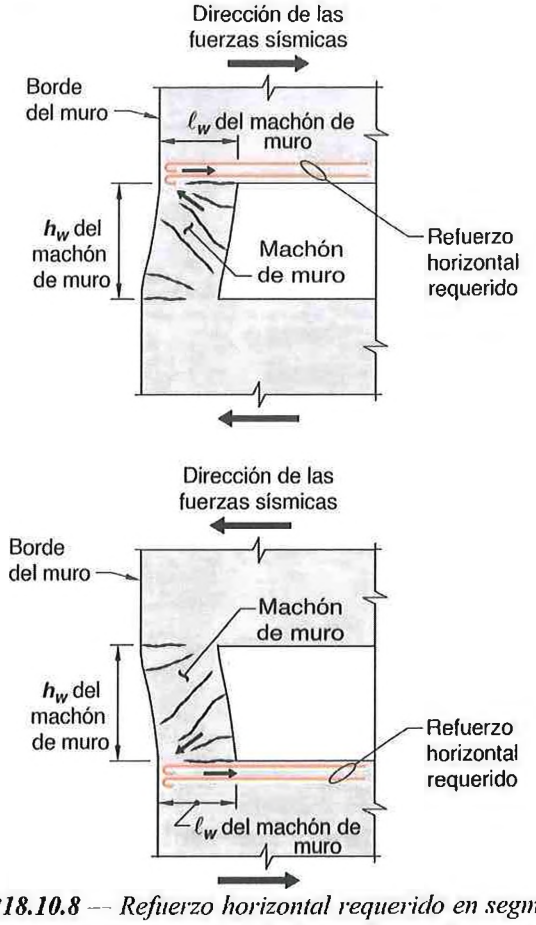


Fig. R18.10.8 — Refuerzo horizontal requerido en segmentos de muro por encima y por debajo machones de muro en el borde del muro.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

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 profesionales facultados para diseñar deben considerar un incremento de la resistencia del diafragma.

Las secciones 12.10.1 y 12.10.2 de ASCE/SEI 7 contienen requisitos para determinar las fuerzas de diseño de diafragmas de concreto reforzado. Para diafragmas de concreto prefabricado en edificaciones asignadas a CDS C, D, E o F los requisitos de la sección 12.10.3 de ASCE/SEI 7 aplican.

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 encuentran sometidos principalmente a fuerzas axiales y que se usan para transferir el cortante o las fuerzas de flexión del diafragma alrededor de las aberturas u otras discontinuidades, deben cumplir con los requisitos para los colectores de 18.12.7.6 y 18.12.7.7.

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, 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.

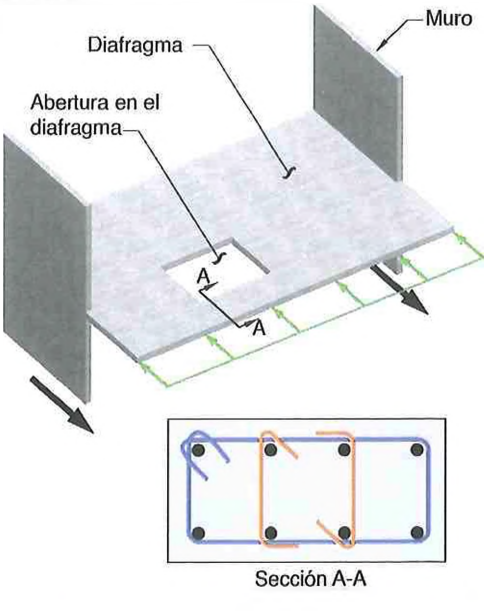


Fig. R18.12.3.2 *— Ejemplo de diafragma cumpliendo los requisitos de 18.12.3.2 y mostrando un elemento con el confinamiento requerido por 18.12.7.6.*

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 techo prefabricado siempre y cuando el afinado de piso construido en

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 techo pueda proporcionar una restricción contra el pandeo de la losa. Se requiere refuerzo

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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 techo 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 50 mm. Los afinados de piso colocados sobre elementos de piso o techo 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 65 mm.

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 450 mm. 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 techo prefabricados, los alambres paralelos a las juntas entre elementos prefabricados deben estar espaciados a no menos de 250 mm 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 420 MPa. Se permite que la precompresión producida por tendones de

COMENTARIO

para asegurar la continuidad de la transferencia de 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 techo. Se requiere de losas más gruesas cuando el afinado de piso no actúa en forma compuesta con el sistema prefabricado para resistir las fuerzas sísmicas de diseño.

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 de alambre electrosoldado 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 el 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 250 mm 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.

aci American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

18.12.9.2 El V_n de diafragmas estructurales no debe exceder $0.66\sqrt{f'_c}A_{cv}$.

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

$$V_n = A_{vf} f_y \mu \qquad (18.12.9.3)$$

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. 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.

COMENTARIO

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. R22.9.4.3a. 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.

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 congruentemente con la condición (b) de la Tabla 22.9.4.2.

18.12.11 *Diaframas de concreto prefabricado*

18.12.11.1 Se permiten los diafragmas y colectores construidos utilizando miembros de concreto prefabricado con una losa de afinado compuesta y que no cumplen con 18.12.4, y diafragmas de concreto prefabricado sin losa de afinado, siempre y cuando cumplan con los requisitos de ACI 550.5. Los diafragmas con losas de afinado no compuestas construidas en sitio deben cumplir con 18.12.5 y 18.12.6.

R18.12.11 *Diaframas de concreto prefabricado*

R18.12.11.1 ACI 550.5 provee requisitos para el diseño de diafragmas de concreto prefabricado con conexiones cuyo desempeño ha sido validado por ensayos cumpliendo ACI 550.4. El ACI 550.5 permite una tolerancia máxima para la ubicación y terminación de conexiones de 12.5 mm, la cual puede ser difícil de lograr con prácticas normales de construcción. La sección 26.13.1.3 requiere inspección continua de las conexiones de diafragmas de concreto prefabricado para verificar que la construcción se lleve a cabo adecuadamente y que en todas las conexiones se logren cumplir tolerancias que no excedan 12.5 mm. Los resultados de los ensayos realizado bajo ACI 550.4 no se deben extrapolar para permitir tolerancias mayores.

Los diafragmas de pisos de concreto prefabricado con losa de afinado diseñados de acuerdo con el Capítulo 18 requieren consideraciones cuidadosas de las condiciones de soporte para corroborar que los miembros de concreto prefabricado tienen suficiente apoyo para los desplazamientos esperados y la

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

18.12.11.2 Las conexiones y el refuerzo en las juntas utilizadas en la construcción de diafragmas de concreto prefabricado que cumplan con 18.12.11.1 deben ensayarse de acuerdo con ACI 550.4.

18.12.11.3 No se permiten la extrapolación de datos sobre detalles de conexiones y refuerzo de juntas que conduzcan a mayores tolerancias de construcción que las usadas para calificar conexiones de acuerdo con ACI 550.4.

18.12.12 *Cerchas estructurales*

18.12.12.1 Los elementos de cerchas estructurales con esfuerzos a compresión que excedan de $0.2f'_c$ 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 18.12.12.1.

Tabla 18.12.12.1 — 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 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)

18.12.12.2 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 transfieran las fuerzas sísmicas entre la estructura y el terreno.

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 1.4.6 y 1.4.7.

COMENTARIO

capacidad de resistir rotaciones relativas entre las vigas de apoyo y el miembro (Henry et al. 2017).

R18.12.12 *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 despues 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 C, D, E o F representan un consenso respecto al nivel mínimo de buena práctica en el diseño y detallado de cimentaciones de concreto. No obstante, debido a que las reparaciones de cimentaciones pueden ser extremadamente difíciles y costosas, puede ser deseable que los elementos de la cimentación permanezcan esencialmente elásticos durante movimientos fuertes del terreno. Los métodos para lograr este objetivo incluyen diseñar la cimentación incluyendo un factor de sobreresistencia o por medio de un aumento del nivel de demanda sísmica en comparación de la superestructura o demandas de resistencia estimadas por medio de análisis no lineal de historia de la respuesta contando con consideraciones congruentes de las incertidumbres en las demandas (Klemencic et al. 2012).

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

18.13.2 *Zapatas, losas de cimentación y cabezales de pilotes*

18.13.2.1 Los requisitos de esta sección deben aplicarse a estructuras asignadas a CDS D, E y F.

18.13.2.2 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.

18.13.2.3 Las columnas que sean diseñadas suponiendo condiciones de empotramiento en la cimentación, deben cumplir con lo indicado en 18.13.2.2, 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.

18.13.2.4 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 de la zapata del borde, 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.

18.13.2.5 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 colocar refuerzo de flexión en la parte superior de la zapata, losa de cimentación o cabezal de pilotes para que resista las acciones resultantes de 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.

18.13.2.6 El concreto estructural simple en zapatas y muros de cimentación debe cumplir con 14.1.4.

18.13.2.7 Los cabezales de pilotes que incorporan pilotes inclinados deben diseñarse para resistir la totalidad de la resistencia a compresión de los pilotes inclinados actuando como columnas cortas. Los efectos de esbeltez 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.

18.13.3 *Vigas y losas sobre el terreno*

COMENTARIO

R18.13.2 *Zapatas, losas de cimentación y cabezales de pilotes*

R18.13.2.3 Los ensayos han demostrado (Nilsson and Losberg 1976) que los miembros a flexión que terminan en una zapata, losa o viga (un nudo T o un nudo L) 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 o L.

R18.13.2.4 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 detallarse para prevenir una falla en el borde de la zapata, cabezal de pilotes o losa de cimentación.

R18.13.2.5 La intención de esta sección es insistir en que se puede requerir refuerzo superior en zapatas, losas de cimentación y cabezales de pilotes, adicionalmente a otros tipos de refuerzo requerido.

R18.13.2.6 Las cimentaciones y los muros de sótanos deben ser reforzados en edificaciones asignadas a CDS D, E o F.

R18.13.2.7 Los pilotes inclinados usualmente atraen fuerzas laterales mayores durante sismos en comparación con los pilotes verticales. Se ha observado daño estructural considerable en la unión de los pilotes inclinados con las cimentaciones de edificaciones. El cabezal del pilote y la estructura circundante deben diseñarse para las fuerzas potencialmente altas que se pueden desarrollar en los pilotes inclinados.

R18.13.3 *Vigas y losas sobre el terreno*

Para condiciones sísmicas, las losas sobre el terreno (losas soportadas por el suelo) 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 1.4.8).

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

18.13.3.1 En estructuras asignadas a CDS D, E o F, 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.

18.13.3.2 En estructuras asignadas a CDS C, D, E y F, las losas sobre el terreno que resisten en su plano 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 *Amarres sísmicos de cimentación*

18.13.4.1 Para estructuras asignadas a CDS C, D, E y F, los cabezales individuales de pilotes, las pilas individuales y los cajones de cimentación individuales, deben interconectarse por medio de amarres sísmicos de cimentación en direcciones ortogonales, a menos que se pueda demostrar que una restricción equivales se puede proveer por otros medios.

18.13.4.2 Para estructuras asignadas a CDS D, E o F, las zapatas aisladas individuales cimentadas en perfiles de suelo definidos en ASCE/SEI 7 como perfiles Clase E o F deben interconectarse con amarres sísmicos de cimentación.

18.13.4.3 Donde se requieran, los amarres sísmicos de cimentación deben tener una resistencia de diseño en tracción y compresión al menos igual a $\mathbf{0.1}S_{DS}$ veces la mayor carga muerta mas carga viva mayoradas del cabezal de pilotes o de columna, a menos que se demuestre que se puede obtener una restricción equivalente por medio de (a), (b), (c) o (d):

(a) Vigas de concreto reforzado embebidas dentro de la losa sobre el terreno
(b) Losas sobre el terreno de concreto reforzado
(c) Confinamiento suministrado por roca competente, suelos cohesivos duros, o suelos granulares muy densos
(d) Otros medios aprobados por la autoridad competente.

18.13.4.4 Para estructuras asignadas a CDS D, E o F, las vigas sobre el terreno diseñadas para actuar como amarres sísmicos de cimentación horizontales entre cabezales de pilotes o zapatas, deben tener refuerzo longitudinal continuo que debe desarrollarse dentro y más allá de la columna apoyada o anclado dentro del cabezal de pilotes o zapata en todas las discontinuidades y deben cumplir (a) y (b):

(a) La menor dimensión de la sección transversal de la viga sobre el terreno debe ser al menos igual a la distancia libre entre columnas conectadas dividida por 20, pero no hay necesidad de que exceda 450 mm.

COMENTARIO

R18.13.3.1 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.

R18.13.3.2 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. 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 *Amarres sísmicos de cimentación*

R18.13.4.1 Los amarres sísmicos de cimentación deben interconectar adecuadamente la cimentación para que actúe como una unidad y diseñarse para minimizar el movimiento relativo de una columna individual y amarrarla con respecto a la cimentación. Esto es esencial donde los suelos en la superficie son tan blandos que requieran una cimentación profunda o donde los suelos sean susceptibles de licuación.

R18.13.4.2 Los amarres entre zapatas deben tener las mismas características que los amarres entre los cabezales de pilotes de R18.13.4.1.

R18.13.4.3 Los requisitos de resistencia mínima de los amarres sísmicos de cimentación están basados en un porcentaje de la carga muerta y viva mayoradas que proveen una conexión mínima entre los elementos de la cimentación. Se pueden utilizar otros tipos de restricción si llevan a una resistencia mínima de diseño equivalente. La resistencia de diseño requerida para la viga de amarre debe ser al menos equivalente a $\mathbf{0.1}S_{DS}$ veces la mayor fuerza en cualquiera de los extremos de la viga y esa fuerza proviene de la columna o el cabezal de pilote, según corresponda.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(b) Se debe colocar refuerzo transversal consistente en estribos cerrados con una separación que no debe exceder el menor de 0.5 veces la menor dimensión de la sección transversal ortogonal y 300 mm.

18.13.5 *Cimentaciones profundas*

18.13.5.1 Esta sección debe aplicarse a los siguientes tipos de cimentaciones profundas:

(a) Pilotes de concreto excavados o de tornillo (auger pile) construidos en sitio y sin camisa metálica
(b) Pilotes de concreto con camisa metálica
(c) Pilotes de tubo rellenos de concreto
(d) Pilotes prefabricados de concreto

18.13.5.2 Para estructuras asignadas a CDS C, D, E o F, los pilotes, pilas o cajones de cimentación que resistan fuerzas de tracción deben tener refuerzo longitudinal continuo en todo su largo para resistir las fuerzas de tracción de diseño.

18.13.5.3 Para estructuras asignadas a CDS C, D, E o F, el refuerzo mínimo longitudinal y transversal requerido por 18.13.5.7 hasta 18.13.5.10 debe extenderse por toda la longitud no apoyada lateralmente del miembro de cimentación profunda al aire, en agua, o en suelo que no sea capaz de dar soporte lateral adecuado para prevenir el pandeo de toda su longitud.

18.13.5.4 Para estructuras asignadas a CDS C, D, E o F, los estribos cerrados de confinamiento, las espirales, o los estribos en miembros de cimentaciones profundas deben terminarse con ganchos sísmicos.

18.13.5.5 Para estructuras asignadas a CDS D, E, o F o ubicadas en perfiles de suelo Clase E o F, los miembros de cimentaciones profundas de concreto deben tener refuerzo transversal que cumpla con 18.7.5.2, 18.7.5.3 y con el item (e) la Tabla 18.7.5.4, dentro de siete diámetros de pilote por encima y por debajo de las interfaces entre estratos que sean duros o rígidos y estratos que sean licuables o blandos.

18.13.5.6 Para estructuras asignadas a CDS D, E o F, en cimentaciones que soporten construcciones de muros de carga de paneles con montantes de uno o dos pisos, los pilotes, pilas o cajones de cimentación de concreto y los amarres de cimentación, están excentos de los requisitos de refuerzo transversal de 18.13.5.3 hasta 18.13.5.5.

COMENTARIO

R18.13.5 *Cimentaciones profundas*

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 aplicables (véase R1.4.7).

R18.13.5.3 Las longitudes mínimas del refuerzo tanto para refuerzo longitudinal y transversal se basan en la suposición que el suelo es capaz de proveer soporte lateral. Las porciones del pilote localizadas encima del terreno, típicamente en aire o agua, o donde el suelo sea incapaz de proveer este soporte lateral, las longitudes mínimas de refuerzo deben incrementarse y el miembro debe diseñarse como una columna.

R18.13.5.5 Durante sismos, los pilotes se ven sometidos a demandas altas de flexión y cortante en puntos de discontinuidad tales como la interfaz entre estratos de suelo blando y suelo firme. ASCE/SEI 7 define límites para los estratos de suelo. Se requiere refuerzo transversal en estas regiones para proveer un comportamiento dúctil. Para determinar las porciones del pilote con más refuerzo transversal, usualmente se dejan holguras para tener en cuenta variaciones en la profundidad de la punta del pilote y variaciones en la profundidad de la interfaz entre suelos blandos y firmes.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

18.13.5.7 *Pilas excavadas y pilotes de tornillo (augered piles) de concreto construido en sitio sin camisa metálica*

18.13.5.7.1 Para estructuras asignadas a CDS C, D, E o F, en pilotes excavados o de tornillo (augered piles) de concreto sin camisa metálica debe colocarse refuerzo donde se requiera por análisis y de acuerdo con los requisitos de la Tabla 18.13.5.7.1.

COMENTARIO

R18.13.5.7 *Pilas excavadas y pilotes de tornillo (augered piles) de concreto construido en sitio sin camisa metálica*

R18.13.5.7.1 Los requisitos para refuerzo longitudinal y transversal prescritos en esta sección resultan en una ductilidad congruente con la Categoría de Diseño Sísmico para resistir las deformaciones del terreno que ocurren durante sismos.

Donde los pilotes estén sometidos a fuerzas de levantamiento significativas, la longitud de refuerzo longitudinal requerida por análisis puede exceder los requisitos mínimos de longitud del refuerzo.

Se requiere refuerzo transversal en la parte superior del pilote para lograr un comportamiento dúctil donde potencialmente pueda ocurrir fluencia por flexión. Para las Categorías de Diseño Sísmico D, E y F y perfiles de sitio Clases A, B, C y D, es aceptable colocar la mitad del refuerzo transversal requerido para columnas de pórticos a momento especiales debido a que algún nivel de confinamiento es proveído por suelos competentes. Para perfiles de sitio Clase E y F, se requiere confinamiento de columna total como el requerido para columnas de pórticos a momento especiales porque ya sea que los suelos son licuables o no se consideran competentes para proveer suficiente confinamiento.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

Tabla 18.13.5.7.1 — Refuerzo mínimo en pilotes excavados o de tornillo (augered piles) de concreto sin camisa metálica construidos en sitio

Refuerzo mínimo		CDS C – Todas las Clases de perfil de sitio	CDS D, E y F – Perfiles de sitio Clases A, B, C y D	CDS D, E y F – Perfiles de sitio Clases E y F
Cuantía mínima de refuerzo longitudinal (mínimo número de barras)		0.0025 (mínimo número de barras de acuerdo con 10.7.3.1)	0.005 (mínimo número de barras de acuerdo con 10.7.3.1)	0.005 (mínimo número de barras de acuerdo con 10.7.3.1)
Longitud del refuerzo mínimo del pilote		Mayor de (a) hasta (d): (a) 1/3 de la longitud del pilote (b) 3.5 m (c) 3 veces el diámetro del pilote (d) longitud a flexión del pilote – distancia del fondo del cabezal del pilote hasta donde $0.4M_{cr}$ excede M_u	Mayor de (a) hasta (d): (a) 1/2 de la longitud del pilote (b) 3.5 m (c) 3 veces el diámetro del pilote (d) longitud a flexión del pilote – distancia del fondo del cabezal del pilote hasta donde $0.4M_{cr}$ excede M_u	Toda la longitud del pilote excepto cuando rige [1] ó [2]
Zona de refuerzo transversal de confinamiento	Longitud de la zona reforzada	3 veces el diámetro del pilote medido desde el fondo del cabezal de pilotes	3 veces el diámetro del pilote medido desde el fondo del cabezal de pilotes	7 veces el diámetro del pilote medido desde el fondo del cabezal de pilotes
	Tipo de refuerzo transversal	Estribos cerrados o espiral con un diámetro mínimo de barra No. 10	Mínimo estribos cerrados de barra No. 10 ó espiral de 9.5 mm de diámetro para pilotes con diámetro ≤ 0.5 m, Mínimo estribos cerrados de barra No. 12 ó espiral de 12.5 mm de diámetro, para pilotes con diámetro > 0.5 m De acuerdo con 18.7.5.2	
	Espaciamiento y cantidad de refuerzo transversal	El espaciamiento no debe exceder el menor de 150 mm u 8 diámetros de barra longitudinal	De acuerdo con 18.7.5.3 y no menos de la mitad de lo requerido en la Tabla 18.7.5.4 Ítem (c)	De acuerdo con 18.7.5.3 y no menos de lo requerido en la Tabla 18.7.5.4 Ítem (c)
Refuerzo transversal en el resto de la longitud del pilote	Tipo de refuerzo transversal	Estribos cerrados o espiral con un diámetro mínimo de 9.5 mm	Mínimo estribos cerrados de barra No. 10 ó espiral de 9.5 mm de diámetro para pilotes con diámetro ≤ 0.5 m Mínimo estribos cerrados de barra No. 12 ó espiral de 12.5 mm de diámetro, para pilotes con diámetro > 0.5 m De acuerdo con 18.7.5.2	
	Espaciamiento y cantidad de refuerzo transversal	Espaciamiento mínimo de 16 diámetros de barra longitudinal	El espaciamiento no debe exceder el menor de (a) hasta (c): (a) 12 diámetros de barra longitudinal (b) La mitad del diámetro del pilote (c) 300 mm	

[1] Para pilotes adecuadamente embebidos en suelo firme o roca, se permite terminar el refuerzo una longitud por encima de la punta igual al 5 por ciento de la longitud del pilote y 33 por ciento de la longitud del pilote dentro de la roca o el suelo firme.

[2] En vez de colocar el mínimo refuerzo de flexión en toda la longitud, el miembro de cimentación profunda debe diseñarse para que resista las máximas curvaturas impuestas por el movimiento del terreno del sismo y la respuesta estructural. Las curvaturas deben incluir las deformaciones unitarias de campo libre modificadas por interacción suelo -cimentación afectadas por las deformaciones de los elementos de cimentación asociadas con las fuerzas sísmicas impuestas a la cimentación por la estructura. La longitud mínima del refuerzo no debe ser menor que la requerida para CDS D, E o F, para Perfiles de sitio Clase D.

18.13.5.7.2 Debe colocarse el refuerzo longitudinal y transversal mínimo en las longitudes de refuerzo mínimo medidas desde la parte superior del pilote de acuerdo con la Tabla 18.13.5.7.1.

18.13.5.7.3 El refuerzo longitudinal debe extenderse al menos la longitud de desarrollo en tracción por la longitud de flexión del pilote, la cual está definida en la Tabla 18.13.5.7.1 como la distancia desde la parte inferior del cabezal del pilote hasta donde $0.4M_{cr} > M_u$.

R18.13.5.7.3 El refuerzo debe extenderse ℓ_d más allá del punto donde el concreto simple no es adecuado para resistir el momento mayorado.

18.13.5.8 *Pilotes de concreto con camisa metálica*

R18.13.5.8 *Pilotes de concreto con camisa metálica*

18.13.5.8.1 Para estructuras asignadas a CDS C, D, E o F, los requisitos para refuerzo longitudinal y longitudes mínimas de longitud del refuerzo para pilotes de concreto con camisa metálica

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

deben ser los mismos que se exigen para pilotes sin camisa metálica en 18.13.5.7.

18.13.5.8.2 Los pilotes con camisa metálica permanente deben tener una camisa metálica soldada en espiral de un espesor no menor de 2 mm (Calibre No.14) que está adecuadamente protegida contra acciones perjudiciales debidas a los constituyentes del suelo, variaciones en los niveles freáticos, u otros factores indicados en los registros de la perforación geotécnica de las condiciones del suelo subyacente.

18.13.5.9 *Pilotes de tubos rellenos de concreto*

18.13.5.9.1 Para estructuras asignadas a CDS C, D, E o F, los pilotes de tubo rellenos de concreto deben tener un refuerzo longitudinal en la parte superior del pilote con un área total de al menos $\mathbf{0.01}A_g$ y con una longitud mínima dentro del pilote igual a dos veces la longitud requerida de embebido dentro del cabezal del pilote, pero no menos que la longitud de desarrollo en tracción del refuerzo.

18.13.5.10 *Pilotes prefabricados de concreto*

18.13.5.10.1 La longitud donde se coloca el refuerzo transversal requerido para pilotes hincados de concreto prefabricados debe ser la suficiente para tener en cuenta las eventuales variaciones de profundidad de la punta del pilote.

18.13.5.10.2 Los pilotes de concreto prefabricados no preesforzados para estruturas asignadas a CDS C deben cumplir con (a) hasta (d):

(a) La cuantía mínima del acero longitudinal debe ser 0.01.
(b) El refuerzo longitudinal debe estar rodeado dentro de un mínimo de estribos cerrados de barra No.10 o espirales de barra de 9.5 mm, para pilotes de hasta 0.5 m de diámetro y para pilotes con diámetro mayor por estribos cerrados de mínmo barra No.13 o esprales de diámetro 12.5 mm.
(c) El espaciamiento del refuerzo transversal dentro de una distancia de 3 veces la menor dimensión de la sección tranversal del pilote, medida desde el fondo del cabezal de pilotes no debe exceder la menor de 8 veces el diámetro e la barra longitudinal menor y 150 mm.
(d) El refuerzo transversal se debe colocar en toda la longitud del pilote con un espaciamiento que no exceda 150 mm.

18.13.5.10.3 Para estructuras asignadas a CDS D, E o F, los pilotes prefbricados no preesforzados deben cumplir los requisitos de 18.13.5.10.2 y los requisitos para pilotes construidos en sitio sin camisa metálica o pilotes de tornillo (augered piles) en las CDS D, E o F de la Tabla 18.13.5.7.1.

COMENTARIO

R18.13.5.8.2 Las camisas de acero soldadas en espiral cumpliendo el espesor de la pared especificado, proveen un confinamiento equivalente al de estribos cerrados o espiral requeridos en un pilote de concreto sin camisa metálica y elimina la necesidad de estribos de confinamiento.

R18.13.5.9 *Pilotes de tubos rellenos de concreto*

R18.5.9.1 Para resistencia contra el levantamiento, la adherencia del concreto al tubo de acero se debe ignorar al determinar el anclaje del pilote. La retracción del concreto desfavorece la adherencia, por lo tanto, se debe controlar la retracción, o forzar la transferencia por otros medios tales como espigos con cabeza o irregularidades en el tubo. El refuerzo en la parte superior del pilote se debe extender dentro del cabezal del pilote para amarrar los elementos entre si y ayudar en la transferencia de fuerzas del pilote al cabezal.

R18.13.5.10 *Pilotes prefabricados de concreto*

R18.13.5.10.1 La posibilidad de hincar un pilote prefabricado a una profundidad de la punta diferente que la especificada en los documentos de construcción debe ser considerada al detallar el pilote. Si el pilote llega al rechazo a una profundidad menor habría necesidad de cortar el pilote. Si esta posibilidad no se tiene en cuenta, la longitud de refuerzo transversal requerido por estos requisitos puede no existir después de haberlo cortado.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

18.13.5.10.4 Para estructuras asignadas a CDS C, los pilotes preesforzados prefabricados de concreto deben cumplir con (a) y (b):

(a) Si el refuerzo transversal consiste en espirales o estribos cerrados de confinamiento circulares, la relación volumétrica del refuerzo transversal, ρ_s, en los 6 m superiores no debe ser menor que el calculado por medio de la ecuación (18.13.5.10.4a) o calculado por medio de un análisis más detallado usando la ecuación (18.13.5.10.4b):

$$0.15\left(\frac{f'_c}{f_{yt}}\right) \qquad (18.13.5.10.4a)$$

$$0.04\left(\frac{f'_c}{f_{yt}}\right)\left(2.8+\frac{2.3P_u}{f'_c A_g}\right) \qquad (18.13.5.10.4b)$$

y f_{yt} no debe tomarse mayor de 690 MPa.

(b) Debe colocarse una cantidad mínima correspondiente a la mitad de la cuantía volumétrica de refuerzo en espiral requerida por la ecuación (18.13.5.10.4a) ó la ecuación (18.13.5.10.4b) en la longitud remanente del pilote.

18.13.5.10.5 Para estructuras asignadas a CDS D, E o F, los pilotes preesforzados prefabricados deben cumplir con (a) hasta (c) y la región dúctil del pilote debe definirse como la longitud de pilote medida desde el fondo del cabezal de pilotes hasta el púnto de curvatura nula más 3 veces la dimensión menor del pilote, pero no menos de 11.5 m. Si la longitud total del pilote en suelo es 10.5 m o menos, la región dúctil del pilote debe tomarse como su longitud total.

(a) En la región dúctil del pilote, el epaciamiento centro a centro de la espiral o del refuerzo cerrado de confinamiento, no debe exceder lo menor de 0.2 veces la menor dimensión del pilote, 6 veces el diámetro del torón , o 150 mm.
(b) El refuerzo en espiral debe empalmarse traslapando una vuelta completa, por medio de soldadura o con el uso de un empalme mecánico. Si el refuerzo en espiral se empalma por traslapo, los extremos de la espiral deben terminar en un gancho sísmico. Los empalmes mecánicos y soldados de barras corrugadas deben cumplir con 25.5.7.
(c) Si el refuerzo transversal consiste en espirales, o estribos cerrados de confinamiento circulares, la cuantía volumétrica del refuerzo transversal, ρ_s, en la zona de dúctil del pilote no debe ser menor de la calculada por medio de la ecuación (18.13.5.10.5a) o calculada por medio de un análisis más detallado por medio de la ecuación (18.13.5.10.5b), y la cuantía volumétrica requerida se permite lograrla disponiendo espirales internas y externas.

$$0.2\left(\frac{f'_c}{f_{yt}}\right) \qquad (18.13.5.10.5a)$$

COMENTARIO

R18.13.5.10.4 Respecto a lo requerido en (a) , un estudio del refuerzo de confinamiento mínimo para pilotes de concreto preesforzado (Sritharan et al., 2016), se consideró la relación entre la demanda de ductilidad de curvatura en pilotes preesforzados y la demanda de ductilidad de todo el sistema dentro del contexto de todos los perfiles de suelo identificados en ASCE/SEI 7. Se concluyó que la ecuación (18.13.5.10.4b) lleva a una capacidad de deformación adecuada para estructuras asignadas a CDS C. La carga axial mayorada en el pilote debe determinarse de las ecuaciones (5.3.1c) y (5.3.1g) con 5.3.7 y 5.3.8 según sea aplicable.

R18.13.5.10.5 Los daños observados durante sismos y las preocupaciones respecto a la precisión de las demandas calculadas para los pilotes, han llevado a requisitos prescriptivos para el confinamiento en regiones en los pilotes donde pueda presentarse fluencia. El confinamiento requerido tiene como objetivo proveer una capacidad de ductilidad adecuada para estructuras asignadas a CDS D, E y F (Sritharan et al., 2016).

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO **COMENTARIO**

$$0.06\left(\frac{f'_c}{f_{yt}}\right)\left(2.8+\frac{2.3P_u}{f'_cA_g}\right) \qquad (18.13.5.10.5b)$$

y f_{yt} no debe tomarse mayor de 690 MPa.

(d) Por fuera de la zona dúctil del pilote, se debe colocar refuerzo en espiral o estribos cerrados de confinamiento con una cuantía volumétrica de no menos de la mitad requerida dentro de la región dúctil del pilote y su espaciamiento máximo de acuerdo con la Tabla 13.4.5.6(b).

(e) Si el refuerzo transversal consiste en estribos cerrados de confinamiento y ganchos suplementarios, el área total de las secciones de las barras del refuerzo transversal en la región dúctil debe ser mayor de lo requerido por las ecuaciones (18.13.5.10.5c) y (18.13.5.10.5d). Los estribos cerrados de confinamiento y ganchos suplementarios deben ser equivalentes a barras corrugadas no menores de No. 10 en tamaño, y los extremos deben terminar en las esquinas con un gancho sísmico.

$$A_{sh}=0.3sb_c\left(\frac{f'_c}{f_{yt}}\right)\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1.0\right)\left(0.5+\frac{1.4P_u}{f'_cA_g}\right) \qquad (18.13.5.10.5c)$$

$$A_{sh}=0.12sb_c\left(\frac{f'_c}{f_{yt}}\right)\left(0.5+\frac{1.4P_u}{f'_cA_g}\right) \qquad (18.13.5.10.5d)$$

y f_{yt} no debe tomarse mayor de 690 MPa.

18.13.5.10.6 Para estructuras asignadas a CDS C, D, E o F, la máxima carga axial mayorada en pilotes preesforzados prefabricados sometidos a una combinación de fuerza lateral sísmica y carga axial, no puede exceder los siguientes valores:

(a) $\mathbf{0.2}f'_cA_g$ para pilotes cuadrados

(b) $\mathbf{0.4}f'_cA_g$ para pilotes circulares u octogonales

R18.13.5.10.6 La carga axial en pilotes prefabricados preesforzados está limitada para evitar el descascaramiento del recubrimiento de concreto antes de que la sección del pilote sufra fisuración por flexión, dado que esto resultaría en una pérdida significativa de resistencia del pilote (Sritharan et al., 2016).

18.13.6 *Anclaje de pilotes, pilas y cajones de cimentación*

R18.13.6 *Anclaje de pilotes, pilas y cajones de cimentación*

18.13.6.1 Para estructuras asignadas a CDS C, D, E o F, el refuerzo longitudinal en pilotes, pilas, o cajones de cimentación que resista carga de tracción debe detallarse para transferir las fuerzas de tracción dentro del cabezal de pilotes que apoye los miembros estructurales.

R18.13.6.1 Se necesita una trayectoria de cargas en los cabezales de pilotes que transfiera las fuerzas de tracción de las barras de refuerzo en la columna o elemento de borde a través del cabezal de pilotes al refuerzo del pilote o cajón de cimentación. En ASCE/COPRI Standard for the Seismic Design of Piers and Wharves (61-14), se presentan ejemplos de diferentes tipos de conexiones de cabezales de pilotes.

18.13.6.2 Para estructuras asignadas a CDS C, D, E o F, los pilotes de concreto y los pilotes de tubo relleno de concreto deben conectarse al cabezal de pilotes embebiendo el refuerzo del pilote en el cabezal de pilotes una distancia igual a la longitud de

R18.13.6.2 La longitud de desarrollo se determina de acuerdo con los requisitos del Capítulo 25. Las reducciones a la longitud de desarrollo para esfuerzos calculados menores

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

desarrollo o por medio de espigos (dowels) colocados en obra anclados en el pilote. Para barras corrugadas, se debe usar la longitud de desarrollo en compresión si el pilote está en compresión. En el caso de levantamiento, se utiliza la longitud de desarrollo en tracción sin la reducción en longitud por exceso de refuerzo.

18.13.6.3 Para estructuras asignadas a CDS D, E o F, para que 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 demostrar mediante ensayos que el sistema de inyección desarrolla al menos $1.25f_y$ de la barra.

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 de graviedad de 5.3 incluyendo el efecto del mmovimiento vertical del terreno actuando simultáneamente con el desplazamiento de diseño δ_u.

18.14.3 *Vigas, columnas y nudos construidos en sitio*

18.14.3.1 Las vigas, columnas y nudos construidos 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, debe 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 cumplirse las condiciones de (a) hasta (d).

COMENTARIO

que f_y no se permiten, como se indica en 25.4.10.2. El desarrollo total del refuerzo longitudinal del pilote dentro del cabezal de pilotes tiene como intención habilitar la capacidad de la conexión del pilote con el cabezal de pilotes para alcanzar o exceder la resistencia de la sección del pilote.

R18.13.6.3 Los espigos (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.

R18.14 — 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 y los efectos de carga del movimiento vertical del terreno, 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.

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 techo.

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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(a) Las vigas deben cumplir con 18.6.3.1. Debe colocarse refuerzo trnsversal en toda la longitud de la viga con un espaciamiento que no exceda $d/2$. Cuando la fuerza axial mayorada exceda $A_g f'_c/10$, el refuerzo transversal deben ser estribos cerrados de confinamiento que cumplan con 18.7.5.2 con un espaciamiento que no exceda el menor de $6d_b$ de la menor barra longitudinal rodeada por el refuerzo transversal y 150 mm.
(b) Las columnas deben cumplir con 18.7.4.1 y 18.7.6. El refuerzo en espiral que cumpla con 25.7.3 o refuerzo consistente en estribos cerrados de confinamiento que cumplan con 25.7.4 debe colocarse en toda la longitud de la columna con un espaciamiento que no debe exceder el menor de $6d_b$ de la menor barra longitudinal rodeada por el refuerzo transversal y 150 mm. El refuerzo transversal debe cumplir con 18.7.5.2 (a) hasta (e) y debe colocarse en la longitud ℓ_o como se define en 18.7.5.1 a partir de la cara de cada nudo.
(c) Las columnas con fuerza axial gravitacional mayorada que exceda $0.35P_0$ deben cumplir con 18.14.3.2(b) y 18.7.5.7. La cantidad mínima de refuerzo transversal colocado debe ser para estribos cerrados de confinamiento rectilineos al menos la mitad de la mayor cantidad requerida por (a) y (b) de la Tabla 18.7.5.4 y para espirales y estribos cerrados de confinamiento circulares al menos la mitad de la mayor cantidad requerida por (d) y (e) de la Tabla 18.7.5.4. Este refuerzo transversal debe colocarse en la longitud ℓ_o tal como se define en 18.7.5.1, a partir de la cara de cada nudo.
(d) Los nudos deben cumplir con el Capítulo 15.

18.14.3.3 Cuando los momentos o cortantes inducidos excedan ϕM_n o ϕV_n del miembro 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 18.4.4.1.

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.

COMENTARIO

R18.14.4 *Vigas y columnas prefabricadas*

R18.14.4.1 El daño en algunas construcciones con sistemas gravitacionales de concreto prefabricado observado 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 50 mm en la longitud de apoyo se basa en una

aci American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(d) La longitud de apoyo de una viga debe ser al menos 50 mm 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 18.14.5.3 y ya sea 8.7.6 ó 8.7.7 en toda sección crítica de la losa definida en 22.6.4.1 para las siguientes condiciones:

(a) En losas no preesforzadas donde $\Delta_x/h_{sx} \geq \left[0.035 - v_{uv}/(20\phi v_c)\right]$.

(b) Losas postensadas con refuerzo no adherido con f_{pc} en cada dirección y cumpliendo los requisitos de 8.6.2.1 donde $\Delta_x/h_{sx} \geq \left[0.040 - v_{uv}/(20\phi v_c)\right]$.

Las combinaciones de carga a ser evaluadas para v_{uv} solo deben ser aquellas que incluyan E. El valor de (Δ_x/h_{sx}) debe tomarse como el mayor de los valores registrados en los pisos adyacentes localizados arriba y debajo de la conexión losa-columna. v_c debe calcularse de acuerdo con 22.6.5 y para losas postensadas con refuerzo no adherido el valor de V_p debe tomarse como cero al calcular v_c.

18.14.5.2 Los requisitos de refuerzo para cortante de 18.14.5.1 no hay necesidad de cumplirlos si se cumple con (a) o (b).

(a) $\Delta_x/h_{sx} \leq 0.005$ para losas no preesforzadas.

COMENTARIO

deriva de piso supuesta de 4 por ciento y una altura de viga de 1.3 m, 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; Kang and Wallace, 2006; Kang et al. 2007) 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 y la componente vertical de cargas sísmicas, sin transferencia de momento en las cercanías de la sección crítica de la losa. La figura R18.14.5.1 ilustra este requisito para conexiones losa-columna no preesforzadas y postensadas no adheridas. 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.

Las conexiones de conexiones losa-columna postensadas con f_{pc} en cada dirección que no cumplan los requisitos de 8.6.2.1 pueden diseñarse como conexiones losa-columna no preesforzadas de acuerdo con 8.2.3.

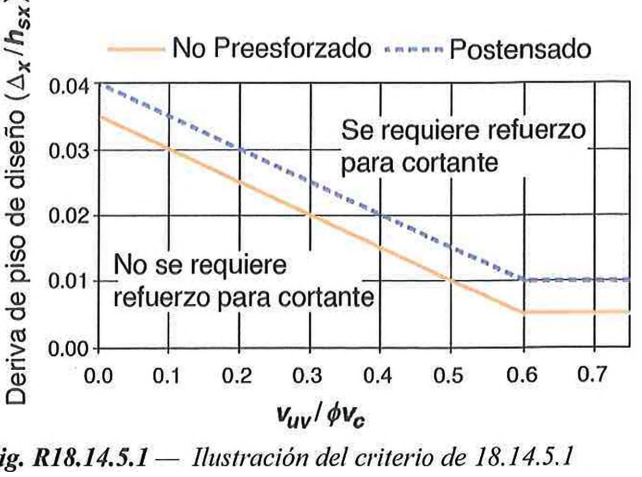


Fig. R18.14.5.1 — Ilustración del criterio de 18.14.5.1

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(b) $\Delta_x / h_{sx} \leq 0.01$ para losas postensadas con tendones no adheridos con f_{pc} en cada dirección que cumple con los requisitos de 8.6.2.1.

18.14.5.3 El refuerzo a cortante de la losa requerido debe cumplir con $v_s \geq 0.29\sqrt{f'_c}$ 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.

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 calcular la fuerza cortante de diseño como Ω_o veces el cortante inducido bajo los desplazamientos de diseño, δ_u.

COMENTARIO

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_o, incluido en documentos como las recomendaciones de FEMA P749, ASCE/SEI 7, y el IBC de 2018, puede utilizarse para ese propósito.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO **COMENTARIO**

NOTAS:

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO COMENTARIO

CAPÍTULO 19 — CONCRETO: REQUISITOS DE DISEÑO Y DURABILIDAD

19.1 Alcance

19.1.1 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 estar de acuerdo con (a) hasta (d):

(a) Los límites para f'_c de la Tabla 19.2.1.1. Estos límites aplican tanto para concreto de peso normal como para concreto liviano
(b) Los requisitos de durabilidad de la Tabla 19.3.2.1.
(c) Los requisitos de resistencia estructural.
(d) El f'_c de concreto liviano en pórticos especiales resistentes a momento y muros estructurales especiales y sus cimentaciones, no debe exceder 35 MPa a menos que se demuestre por medio de evidencia experimental que los miembros construidos con concreto liviano proveen una resistencia y tenacidad igual o que exceda la de miembros comparables construidos con concreto de peso normal de la misma resistencia.

Tabla 19.2.1.1 — Límites para f'_c

Aplicación	f'_c Mínimo, MPa
General	17
Estructuras de cimentaciones asignadas a CDS A, B, o C	17
Cimentaciones para edificaciones residenciales y construcciones de muros de carga de aporticamiento ligero de dos pisos o menos asignadas a CDS D, E o F	17
Cimentaciones de estructuras asignadas a CDS D, E o F diferentes de construcciones de muros de carga de aporticamiento ligero de dos pisos o menos, asignadas a CDS D, E o F	21
Pórticos especiales a momento Muros estructurales especiales con refuerzo Grado 420 o Grado 550	21
Muros estructurales especiales con refuerzo Grado 690	35
Pilotes prefabricados no preesforzados hincados Pilotes preexcavados	28
Pilotes prefabricados preesforzados hincados	35

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.

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 debe 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 exceda 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 dosifica para logar un nivel de resistencia mayor que f'_c, se asegura que la resistencia de los ensayos del concreto tenga 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.

En muros estructurales especiales, la información disponible de ensayos no incluye concretos de menor resistencia con refuerzo Grado 690 (véase R18.2.6).

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 35 MPa. 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.

Las resistencias mínimas del concreto se incrementan en sistemas sísmicos especiales con f_y > 550 MPa para disponer de un mejor anclaje de las barras y reducir la profundidad del eje neutro para un mejor desempeño.

El Reglamento también limita f'_c para el diseño de anclajes al concreto. Estos requisitos están en 17.3.1.

aci American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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, de acuerdo con (a) o (b):

(a) Para valores de w_c entre 1440 y 2560 kg/m³

$$E_c = w_c^{1.5} 0.043\sqrt{f'_c} \text{ (en MPa)} \qquad (19.2.2.1.a)$$

(b) Para concreto de peso normal

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} \text{ (en MPa)} \qquad (19.2.2.1.b)$$

19.2.2.2 Se permite especificar E_c con base en ensayos de mezclas de concreto para ser utilizadas en la obra de acuerdo con (a) hasta (c):

(a) El E_c especificado debe utilizarse para dosificar las mezclas de concreto de acuerdo con 26.4.3.

(b) Deben realizarse ensayos para comprobar que el E_c especificado se ha logrado y los resultados deben incluirse con las remisiones de la dosificación.

(c) La edad de la medición de E_c debe ser a los 28 días o según indiquen los documentos de construcción.

COMENTARIO

R19.2.2 *Módulo de elasticidad*

R19.2.2.1 Las ecuaciones de 19.2.2.1 producen un estimativo de E_c para utilización general en el diseño. Los estudios que condujeron a la expresión para E_c 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 comprensión de 45 por ciento de la resistencia a la compresión utilizando la curva esfuerzo-deformación del concreto. Esta definición es algo diferente que la definición dada en ASTM C469M la cual define E_c utilizando el 40 por ciento de la resistencia a la compresión.

El módulo de elasticidad concreto es sensible a un número de variables que incluyen el tipo de agregado, los constituyentes del concreto, la dosificación de la mezcla, la adherencia entre la pasta y el agregado y la edad del concreto. Esta sensibilidad, además de la variabilidad inherente de las propiedades de los materiales constituyentes y el control de calidad que se lleve durante construcción pueden originar diferencias entre los valores medidos y los valores calculados de la deflexión, deriva, período de vibración y otros parámetros que dependen de E_c. Véase ACI 453R para mayor información sobre el uso de E_c especialmente en el cálculo de deflexiones.

Muchos años de uso han mostrado que el módulo de elasticidad calculado por medio de las ecuaciones del Reglamento es adecuado para la mayoría de las aplicaciones. No obstante, para algunas aplicaciones, estas ecuaciones pueden producir estimativos de los valores reales que no son lo suficientemente precisos. Las mayores diferencias entre los valores medidos y los valores calculados de E_c se han observado con concreto de alta resistencia (f'_c > 56 MPa), concreto liviano y en mezclas con bajo volumen de agregado grueso como ocurre en concretos auto nivelantes. Véase ACI 363R, ACI 213R y ACI 237R para mayor información.

R19.2.2.2 Para cualquier proyecto, E_c, utilizado para diseño puede ser especificado y verificado por medio de ensayos. Las condiciones de diseño que son sensibles al valor de E_c pueden llevar a la exigencia de ensayos. Los casos que pueden requerir ensayos incluyen aplicaciones donde las deflexiones son críticas, edificios altos, o estructuras similares en las cuales las deformaciones axiales o la rigidez lateral pueden afectar el comportamiento, o donde el estimativo de E_c es importante en el comportamiento ante vibraciones aceptables o comportamiento sísmico.

En los casos donde un cambio no intencional pueda tener efectos adversos en el diseño, como para algunas aplicaciones sísmicas, el profesional facultado para diseñar podría especificar un intervalo de valores aceptables de E_c a una edad

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

determinada. Si el intervalo de valores de E_c se especifica, en los documentos de construcción se deben dar los detalles del programa de ensayos y los criterios de aceptación.

El profesional facultado para diseñar podría definir que se realicen ensayos en el laboratorio de E_c a diferentes edades. Debe tenerse en cuenta que el desarrollo de E_c con el tiempo no es posible controlarlo con precisión.

19.2.3 *Módulo de ruptura*

19.2.3.1 El módulo de ruptura, f_r, para concreto debe calcularse con:

$$f_r = 0.62\lambda\sqrt{f'_c} \qquad (19.2.3.1)$$

donde el valor de λ debe cumplir con 19.2.4.

19.2.4 *Concreto liviano*

19.2.4.1 Excepto cuando lo requiera la Tabla 25.4.2.5, el valor de λ debe determinarse de acuerdo con la Tabla 19.2.4.1(a) con base en la densidad de equilibrio w_c de la mezcla de concreto utilizada en el diseño, o por medio de la Tabla 19.2.4.1(b) con base en la composición del agregado en la mezcla de concreto supuesta en el diseño.

Tabla 19.2.4.1(a) — Valores de λ para concreto liviano con base en la densidad de equilibrio

w_c (kg/m^3)	λ	
$\leq$ 1600	0.75	(a)
1600 < w_c $\leq$ 2160	0.00047 w_c $\leq$ 1.0	(b)
> 2160	1.0	(c)

Tabla 19.2.4.1(b) — Valores de λ para concreto liviano con base en la composición de los agregados

Concreto	Composición de los agregados	λ
Todos livianos	Fino: ASTM C330M Grueso: ASTM C330M	0.75
Liviano, mezcla fina	Fino: Combinación de ASTM C330M y C33M Grueso: ASTM C330	0.75 a 0.85[1]
Arena, liviana	Fino: ASTM C33M Grueso: ASTM C330M	0.85
Arena-liviana, Mezcla gruesa	Fino: ASTM C33M Grueso: Combinación de ASTM C330M y C33M	0.85 a 1.00[2]

[1]Se permite la interpolación lineal de 0.75 a 0.85 con base en el volumen absoluto del agregado fino de peso normal como una fracción del volumen absoluto total de agregado fino.

[2]Se permite la interpolación lineal entre 0.85 y 1.00 con base al volumen absoluto del agregado grueso de peso normal como como una fracción del volumen absoluto total de agregado.

19.2.4.2 Se permite tomar el valor de λ para concreto liviano como 0.75.

19.2.4.3 El valor de λ para concreto de peso normal debe tomarse como 1.0.

R19.2.4 *Concreto liviano*

El factor de modificación λ se utiliza para tener en cuenta la reducción de las propiedades mecánicas del concreto liviano en comparación con el concreto de peso normal de la misma resistencia a la compresión. 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.

La metodología para determinar λ fue modificada en el Reglamento de 2019 para incluir un nuevo método basado en la densidad de equilibrio del concreto liviano. El nuevo método le permite al diseñador seleccionar un valor de λ con base en la densidad de equilibrio que se utiliza en el diseño. Ensayos de laboratorio de la mezcla específica a ser utilizada en la estructura pueden realizarse si el diseñador desea determinar un valor más preciso de λ (Ivey and Buth 1967; Hanson 1961). La Tabla 19.2.4.1 se basa en datos de ensayos (Graybeal 2014; Greene and Graybeal 2013, 2015) de concreto fabricado con muchos tipos de agregado liviano con diferentes dosificaciones que resultaron en densidades de equilibrio en el intervalo entre 1440 y 2160 kg/m^3.

El segundo método para determinar λ que se mantiene del reglamento anterior, se basa en la composición de los agregados. En la mayoría de los casos, los suministradores locales de concreto y agregados disponen de mezclas estándar de concreto liviano y pueden suministrar las fracciones volumétricas para determinar en valor de λ. Cuando no se disponga de estos datos, se permite utilizar la frontera inferior del valor de λ para el tipo de concreto liviano especificado. Este método está basado en la suposición que, para un nivel de resistencia a la compresión equivalente, la resistencia a la tracción del concreto liviano es una fracción fija de la resistencia a la tracción del concreto de peso normal (Ivey and Buth 1967). Los multiplicadores utilizados para λ se basan en ensayos de concreto fabricado con muchos tipos de agregado liviano estructural.

aci American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

El método previo de cálculo de λ con base en la resistencia a la tracción de hendimiento y el valor correspondiente de resistencia a la compresión medida se eliminó de la edición del Reglamento de 2019.

En ediciones anteriores a 2019 del Reglamento, el límite superior de la densidad de equilibrio de concreto liviano era 1840 kg/m^3. Con el límite inferior para el concreto liviano fijado en 2160 kg/m^3 se mantuvo un intervalo indefinido de 320 kg/m^3. En la práctica para lograr una densidad de equilibrio en el intervalo de 1840 a 2160 kg/m^3 se requiere utilizar alguna cantidad de agregado liviano. El Reglamento de 2019 removió el intervalo indefinido al definir el concreto liviano como un tipo de concreto con una densidad de equilibrio entre 1440 y 2160 kg/m^3.

19.3 — Requisitos de durabilidad del concreto

R19.3 — Requisitos de durabilidad del concreto

El Reglamento enfoca la durabilidad del concreto con base en categorías de exposición y clases de exposición como se definen en la Tabla 19.3.1.1. El profesional facultado para diseñar asigna los miembros de la estructura a la categoría y clase de exposición adecuada. Las clases de exposición asignadas, que a su vez están basadas en la severidad de la exposición, se utilizan para establecer las propiedades correspondientes del concreto en la Tabla 19.3.2.1 para ser incluidas en los documentos de construcción.

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 miembros 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 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.

Categoría de Exposición C aplica para concreto no preesforzado y preesforzado expuesto a condiciones que requieren protección adicional del refuerzo contra la corrosión.

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.

La siguiente presentación es una ayuda para seleccionar la clase de exposición adecuada para cada categoría de exposición. Se requiere que los miembros sean asignados a cuatro clases de exposición, una por cada categoría de exposición, y también se requiere que cumplan los requisitos más rigurosos para todas estas exposiciones. Por ejemplo, la losa de un garaje de estacionamiento en un clima frío podría ser asignados a las Clases de Exposición F3, S0, W2 y C2, y un

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

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	$SO_4^{2-} < 0.10$	$SO_4^{2-} < 150$
	S1	$0.10 \le SO_4^{2-} < 0.20$	$150 \le SO_4^{2-} < 1500$ o agua marina
	S2	$0.20 \le SO_4^{2-} \le 2.00$	$1500 \le SO_4^{2-} \le 10000$
	S3	$SO_4^{2-} > 2.00$	$SO_4^{2-} > 10000$
En contacto con el agua (W)	W0	Concreto seco en servicio	
	W1	Concreto en contacto con el agua donde no se requiere baja permeabilidad	
	W2	Concreto en contacto con el agua donde se requiere 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

tanque de agua potable localizado dentro de una edificación con calefacción podría ser asignado a las Clases de Exposición F0, S0, W2 y C1.

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 10 mm de una losa o los 6 mm 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 del proyecto, de la ubicación 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 antes del congelamiento. A pesar de que el concreto en esta clase 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

aci American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO **COMENTARIO**

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.

Tabla R19.3.1 — Ejemplos de miembros estructurales en la Categoría de Exposición F

Clase de Exposición	Ejemplos
F0	• Miembros en climas donde no se va a presentar congelamiento • Miembros que van 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	• 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	• 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	• 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

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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO | **COMENTARIO**

de sulfatos disueltos en agua. El agua marinase clasifica en la Clase de Exposición S1.

La **Categoría de Exposición W** está subdividida en tres clases de exposición:

(a) Los miembros estructurales deben asignarse a la Clase de Exposición W0 cuando están secos en servicio.

(b) Los miembros se asignan a la Clase de Exposición W1 si pueden ser expuestos a contacto continuo con el agua, a fuentes de agua intermitentes o pueden absorber agua del suelo circundante. Los miembros asignados a W1 no requieren de concreto con baja permeabilidad.

(c) Los miembros se asignan a la Clase de Exposición W2 si pueden estar expuestos a contacto permanente con el agua, fuentes intermitentes de agua o pueden absorber agua del suelo circundante, o si la penetración del agua a través del concreto puede reducir su durabilidad o funcionamiento. Los miembros asignados a W2 requieren concreto de baja permeabilidad.

La **Categoría de Exposición C** está subdividida en tres clases de exposición:

(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 preesforzados y preesforzados, 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*

La durabilidad del concreto se ve afectada por la resistencia de concreto a la penetración de fluidos. Esto es afectado primordialmente por la *a/mc* y la composición de los materiales cementantes utilizados en el concreto. Para un *a/mc* dado, la utilización de ceniza volante, cemento de escoria de alto horno, humo de sílice o una combinación de estos materiales normalmente aumenta la resistencia del concreto a la penetración de fluidos y aumenta su durabilidad. El Reglamento establece límites a la *a/mc* en la Tabla 19.3.2.1 para intentar lograr una baja permeabilidad y la durabilidad deseada. La norma ASTM C1202 puede utilizarse para proveer una indicación de la resistencia del concreto a la penetración de fluidos.

Debido a que la *a/mc* del concreto no puede verificarse de una manera precisa en la obra utilizando métodos normalizados de ensayo, se utilizan métodos normalizados de ensayo de resistencia como substitutos. Se han asignado valores representativos de un f'_c mínimo para cada límite de *a/mc* en la Tabla 19.3.2.1. El criterio de aceptación para ensayos de resistencia dado en 26.12 establece un criterio para indicar que el *a/mc* máximo no se haya excedido. Para que este enfoque sea confiable, los valores de f'_c especificados en los documentos de construcción deben ser congruentes con el máximo *a/mc*, Si se considera la enorme variación dentro de los materiales y las posibles dosificaciones de la mezcla,

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO **COMENTARIO**

incluyendo variaciones regionales, el valor del límite mínimo de f'_c dado en la Tabla 19.3.2.1, asociado con el valor máximo de la *a/mc* no se debe considerar como un valor definitivo y absoluto. La resistencia promedio de mezclas de concreto para una *a/mc* puede en algunos casos ser considerablemente mayor que la resistencia promedio esperada para un valor representativo de f'_c. Para una clase de exposición dada, el profesional facultado para diseñar podría especificar un valor más alto de f'_c de los dados en la tabla referida para obtener una mejor congruencia entre el valor máximo de *a/mc*, y f'_c. Esto mejora la confianza de que se cumplen los criterios de aceptación.

Tal como se indica en la nota de pie de tabla de la Tabla 19.3.2.1 el máximo límite de *a/mc* no se requiere para concreto liviano debido a que la cantidad de agua de mezcla que es absorbida por los agregados livianos hace que sus cálculos sean imprecisos. Por esta razón, solo se requiere un valor mínimo de f'_c para obtener la durabilidad requerida.

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 31 MPa 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 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).

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 diferentes 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)

La utilización de ceniza volante (ASTM C618, Clase F), puzolanas naturales (ASTM C618, Clase N), humo de sílice (ASTM C1240) y cemento de escoria (ASTM C989M) han demostrado que contribuyen a la resistencia a sulfatos del concreto (Li and Roy 1986; ACI 233R; ACI 234R). Por lo tanto, la nota de pie de tabla [7] de la Tabla 19.3.2.1 provee una opción de desempeño para determinar las cantidades a ser utilizadas de los materiales en combinación con los tipos de

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO **COMENTARIO**

cemento indicados. Se permite utilizar el ASTM C1012M para evaluar la resistencia a los sulfatos de mezclas que utilicen combinaciones de materiales cementantes de acuerdo con 26.4.2.2(c).

Algunos cementos adicionados que cumplen ASTM C595M y ASTM C1157M pueden cumplir los requisitos de ensayos de 26.4.2.2(c) sin la adición de puzolanas o cemento de escoria para ser adicionadas en la medida que el cemento se fabrique.

Se debe hacer notar que los cementos resistentes a sulfatos no incrementan la resistencia del concreto a algunas situaciones agresivas desde el punto de vista químico, por ejemplo, al ácido sulfúrico. Los documentos de construcción, deben cubrir de forma explícita esas situaciones.

Además de la selección adecuada de los materiales cementantes, otros requisitos para concreto durable expuesto a sulfatos solubles en agua son esenciales, tales como la *a/mc*, resistencia, consolidación, uniformidad, recubrimiento del refuerzo y curado húmedo para desarrollar las propiedades potenciales del concreto.

Clase de Exposición S1: En el cemento ASTM C150M 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 C595M con la designación MS, la cual indica que el cemento cumple con los requisitos de resistencia moderada a los sulfatos, también son apropiados. Bajo ASTM C1157M, la designación apropiada para exposición moderada a los sulfatos es Tipo MS.

El agua marina se encuentra clasificada bajo Clase de Exposición S1 (exposición moderada) en la Tabla 19.3.1.1, a pesar de que generalmente contiene más de 1500 ppm de SO_4^{2-}. Se produce menos expansión para un cemento dado en agua marina comparado con agua dulce con el mismo contenido de sulfato (ACI 201.2R). Por lo tanto, el agua marina se incluye en la misma clase de exposición que soluciones con menos concentración de sulfatos. El cemento pórtland con C_3A hasta 10 por ciento se permite en mezclas de concreto expuestas a agua marina si la máxima *a/mc* se limita a 0.40 (véase la nota de píe de tabla de la Tabla 19.3.2.1).

Clase de Exposición S2: Para esta clase de exposición, el cemento ASTM C150M Tipo V está limitado con un contenido máximo de C_3A de 5 por ciento y es aceptable para ser utilizado en una Clase de Exposición S2. Los cementos binarios y terciarios de ASTM C595M incluyen el sufijo (HS) como parte de su designación, lo cual indica que el cemento cumple con los requisitos de alta resistencia a los sulfatos. Para ASTM C1157M, la designación apropiada para exposición a los sulfatos severa es Tipo HS.

Clase de Exposición S3 (Opción 1): El beneficio de la adición de puzolanas o cemento de escoria de alto horno permite una relación *a/mc* más alta que la requerida en la Opción 2. La cantidad materiales cementantes suplementarios se basan en registros de servicio o ensayos exitosos de acuerdo con 26.4.2.2(c).

Clase de Exposición S3 (Opción 2): Esta opción permite el uso cemento pórtland Tipo V de ASTM C150M que cumpla el límite opcional de expansión máxima del 0.040 por ciento. Los cementos adicionados binarios y terciarios de ASTM

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO **COMENTARIO**

C595M con el sufijo (HS) en su designación y cementos ASTM C1157M Tipo HS sin el uso de puzolanas o cemento de escoria de alto horno adicionales requieren una *a/mc* más baja que la requerida en la Opción 1. Este valor de *a/mc* más bajo reduce la permeabilidad del concreto y consecuentemente aumenta su resistencia a los sulfatos (Lenz 1992). El uso de un *a/mc* menor permite un período de ensayo más corto para calificar la resistencia a los sulfatos de un sistema de material cementante de acuerdo con 2.4.2.2(c).

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, adecuada compactación, uniformidad, recubrimiento adecuado del refuerzo y suficiente curado húmedo para desarrollar las propiedades potenciales del concreto.

Clase de Exposición W1: Esta clase de exposición no tiene requisitos específicos para baja permeabilidad. Por lo tanto, debido a la exposición al agua, el Reglamento (26.4.2.2(d)) contiene un requisito que obliga a demostrar que los agregados utilizados en el concreto no son reactivos a los álcalis de acuerdo con ASTM C1778. Si los agregados son reactivos a los álcalis, el Reglamento (26.4.2.2(d)) también requiere que se remitan las medidas propuestas de mitigación. El Reglamento (26.4.2.2(d)) prohíbe el uso de agregados que sean reactivos a los álcalis y a los carbonatos.

Clase de Exposición W2: Esta clase de exposición requiere una baja permeabilidad del concreto. El medio principal para obtener una baja permeabilidad consiste en reducir la relación *a/mc*. Para una relación *a/mc* dada puede lograrse una baja permeabilidad optimizando los materiales cementantes usados en la mezcla de concreto. Adicionalmente, debido a la exposición al agua, el Reglamento (26.4.2.2(d)) contiene el requisito de demostrar que los agregados utilizados en el concreto no son reactivos a los álcalis de acuerdo con ASTM C1778. Si los agregados son álcali-sílice reactivos, el Reglamento (26.4.2.2(d)) también requiere que se remitan las medidas propuestas de mitigación. El Reglamento (26.4.2.2(d)) prohíbe el uso de agregados que sean reactivos a los álcalis y carbonatos.

Clase de Exposición C2: para el concreto no preesforzado y preesforzado 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 C989M 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 C494M, Tipos F y G, o ASTM C1017M puede también proporcionar una protección adicional (Ozyildirim and Halstead 1988). La norma ASTM C1202 para ensayar mezclas

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO **COMENTARIO**

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 Clases de Exposición C0, C1 y C2 a los cloruros aportados por los materiales del concreto, y no del ambiente que rodea al concreto. Aún para la Clase de Exposición C0, los cloruros solubles en agua provenientes de los materiales del concreto pueden potencialmente inducir corrosión del refuerzo y deben limitarse tanto en concreto no preesforzado como preesforzado, sin importar la exposición externa. Para el concreto no preesforzado, la cantidad máxima de iones cloruro solubles en agua incorporados al concreto dependen del grado de exposición proveniente de la fuente externa de humedad y cloruros. Para el concreto preesforzado, se aplica el mismo límite de 0.06 por ciento de iones cloruro por peso del material cementante independientemente de la exposición. Los límites del contenido de ion cloruro para concreto preesforzado se reducen de los de concreto no preesforzado debido a que la corrosión del refuerzo preesforzado generalmente tiene consecuencias más severas que la corrosión del refuerzo no preesforzado. La reducción en el área de la sección del refuerzo preesforzado inducida por corrosión puede conducir a una fractura del acero (ACI 222R). La presencia de iones cloruro puede causar corrosión del aluminio embebido como pueden ser los ductos, especialmente si el aluminio está en contacto con el acero embebido y el concreto está en un ambiente húmedo. Los requisitos para proteger de corrosión los embebidos de aluminio se presentan en 20.6.3 y 26.8.2.

Los límites permisibles de cloruro se fundamentan en la masa total de materiales cementantes y no solamente en el cemento pórtland. Este cambio se hizo en ACI 318-19 para reflejar lo que se ha encontrado, que demuestra los efectos benéficos de los materiales cementantes suplementarios (SCMs) de reducir la permeabilidad y ligar los cloruros, consecuentemente ayudando a inhibir la corrosión (Kosmatka and Wilson 2016). Debido a que hay efecto decrecientes con el aumento de SCMs el Reglamento limita la masa de SCMs al cincuenta por ciento de los materiales cementantes totales que pueden utilizarse para calcular la cantidad permitida de iones cloruro en el concreto (Tepke et al. 2016).

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. Requisitos para la evaluación del contenido del ion cloruro se presentan en 26.4.2.2.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

Tabla 19.3.2.1 — Requisitos para el concreto según la clase de exposición

Clase de Exposición		Relación *a/mc* máxima[1][2]	f'_c Mínimo MPa	Requisitos mínimos adicionales			Límites en los Materiales cementantes
				Contenido de aire			
F0		N/A	17	N/A			N/A
F1		0.55	24	Tabla 19.3.3.1 para concreto o Tabla 19.3.3.3 para concreto lanzado			N/A
F2		0.45	31	Tabla 19.3.3.1 para concreto o Tabla 19.3.3.3 para concreto lanzado			N/A
F3		0.40[3]	35[2]	Tabla 19.3.3.1 para concreto o Tabla 19.3.3.3 para concreto lanzado			26.4.2.2(b)
				Tipos de material cementante[4]			Aditivo cloruro de calcio
				ASTM C 150M	ASTM C 595M	ASTM C 1157M	
S0		N/A	17	Sin restricción en el tipo	Sin restricción en el tipo	Sin restricción en el tipo	Sin restricción
S1		0.50	28	II[5][6]	Tipos con designación (MS)	MS	Sin restricción
S2		0.45	31	V[6]	Tipos con designación (HS)	HS	No se permite
S3	Opción 1	0.45	31	V más puzolanas o cemento de escoria[7]	Tipos con designación (HS) más puzolanas o cemento de escoria[7]	HS más puzolanas o cemento de escoria[7]	No se permite
	Opción 2	0.40	35	V[8]	Tipos con designación (HS)	HS	No se permite
W0		N/A	17	Ninguna			
W1		N/A	17	26.4.2.2(d)			
W2		0.50	28	26.4.2.2(d)			
				Contenido máximo de iones de cloruro (Cl^-) soluble en agua en el concreto, porcentaje por masa de materiales cementantes[9][10]		Requisitos adicionales	
				Concreto no preesforzado	Concreto preesforzado		
C0		N/A	17	1.00	0.06	Ninguno	
C1		N/A	17	0.30	0.06		
C2		0.40	35	0.15	0.06	Recubrimiento de concreto[11]	

[1] La *a/mc* se basa en todos los materiales cementantes y materiales cementantes suplementarios en la mezcla de concreto.

[2] Los límites de la *a/mc* máxima no aplican a concreto liviano.

[2] Para concreto simple, la máxima *a/mc* debe ser 0.45 y el mínimo f'_c debe ser 31 MPa.

[4] Las combinaciones alternativas de materiales cementantes que se incluyen se permiten para todas las clases de exposición a los sulfatos se ensayan para resistencia a los sulfatos y cumplen con 26.4.2.2(c).

[5] 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.

[6] 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.

[7] 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 C1012M y de acuerdo con el criterio dado en 26.4.2.2(c).

[8] Si se utiliza cemento Tipo V como el único material cementante, debe especificarse el requisito opcional de resistencia a los sulfatos de 0.040 por ciento de máxima expansión de ASTM C150M.

[9] La masa de materiales cementantes suplementarios utilizada para determinar el contenido de cloruros en el cemento no debe exceder la masa de cemento portland.

[10] Los criterios para determinación del contenido de cloruros se presentan en 26.4.2.2.

[11] El recubrimiento de concreto debe cumplir con 20.5.

19.3.3 *Requisitos adicionales para exposición a congelamiento y deshielo*

19.3.3.1 El concreto expuesto a congelamiento y deshielo clasificado en las Clases de Exposición F1, F2 ó F3 debe tener aire incorporado, Excepto en lo permitido en 19.3.3.6, el contenido de aire debe cumplir con la Tabla 19.3.3.1.

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 sufran cambios de volumen destructivos cuando se congelan en una condición saturada.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

Tabla 19.3.3.1 — Contenido total de aire para concreto expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo

Tamaño máximo nominal del agregado, mm	Objetivo de contenido de aire, porcentaje	
	F1	F2 y F3
9.5	6.0	7.5
12.5	5.5	7.0
19.0	5.0	6.0
25.0	4.5	6.0
37.5	4.5	5.5
50	4.0	5.0
75	3.5	4.5

19.3.3.2 El concreto debe muestrearse de acuerdo con ASTM C172M, y el contenido de aire debe medirse de acuerdo con ASTM C231M o ASTM C173M.

19.3.3.3 El concreto lanzado de mezcla húmeda que sea sometidos a ciclos de congelamiento y deshielo de las clases de exposición F1, F2 ó F3 debe tener aire incorporado. El concreto lanzado de mezcla seca sometido a ciclos de congelamiento y deshielo de la clase de exposición F3 debe tener aire incorporado. Excepto en lo permitido en 19.3.3.6, el aire incorporado debe cumplir con los requisitos de la Tabla 19.3.3.3.

Tabla 19.3.3.3 — Contenido total de aire incorporado en concreto lanzado expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo

Tipo de mezcla	Lugar del muestreo	Objetivo de contenido de aire buscado en porcentaje		
		F1	F2	F3
Concreto lanzado Mezcla húmeda	Antes de la colocación	5.0	6.0	6.0
Concreto lanzado Mezcla seca	En el sitio	N/A[1]	N/A[1]	4.5

[1]No se requiere aire incorporado en mezclas secas de concreto lanzado para estas Clases de Exposición.

COMENTARIO

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 C172M 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 C231M es aplicable a concreto de peso normal y ASTM C173M es aplicable tanto a concreto de peso normal como concreto 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.

R19.3.3.3 La inclusión de aditivos incorporadores de aire mejora la resistencia a ciclos de congelamiento y deshielo del concreto lanzado de mezcla húmeda (ACI 506R). En la Tabla 19.3.3.3 se especifica disponer de aire incorporado antes de la colocación del concreto lanzado pues mejora su desempeño ante congelamiento y deshielo. Los contenidos de aire mayores que lo especificados no mejoran el desempeño del concreto lanzado debido a que una vez se obtiene el contenido de aire requerido para durabilidad, no hay beneficio adicional. Tal como ocurre en todos los concretos, un exceso de aire incorporado disminuye la resistencia.

El concreto lanzado de mezcla seca sin aire incorporado ha tenido buen desempeño en ambientes con congelamiento y deshielo cuando no están expuestos a agua marina o sales descongelantes (ACI 506R; Seegebrecht et al.1989). Para exposiciones a agua marina o sales descongelantes puede agregarse aditivos incorporadores de aire, en forma seca o húmeda, al concreto lanzado de mezcla seca para suministrar el contenido de aire requerido para durabilidad en este tipo de exposiciones (Bertrand and Vezina 1994). El mayor contenido de aire que se registra en concreto lanzado de mezcla húmeda

aci American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

cuando se muestrea en el punto de despacho se debe a pérdidas del contenido de aire durante el lanzado.

19.3.3.4 Las muestras de concreto lanzado de mezcla húmeda se deben tomar de acuerdo con ASTM C172M y el contenido de aire se debe medir de acuerdo con ASTM C231M o ASTM C173M.

19.3.3.5 Las muestras y la medición del contenido de aire de concreto lanzado de mezcla seca se deben obtener de acuerdo con las instrucciones del profesional facultado para diseñar.

R19.3.3.5 Si el profesional facultado para diseñar requiere la medición del contenido de aire del concreto fresco lanzado de mezcla seca, estos requisitos deben indicarse en los documentos de construcción, incluyendo la frecuencia de muestreo, el protocolo de muestreo, los métodos de ensayo a utilizar y el criterio de aceptación.

El contenido de aire incorporado para concreto lanzado de mezcla seca está definido para muestreo en el sitio de colocación. El contenido de aire puede comprobarse extrayendo núcleos de paneles de ensayo de concreto lanzado para ser analizados de acuerdo con ASTM C457M. Durante el proceso de desarrollo de la mezcla, los paneles de ensayo de concreto lanzado pueden prepararse con diferentes cantidades de aditivo incorporador de aire y por medio de núcleos determinar la dosificación que llevaría a la cantidad de aire requerida después de la colocación.

El uso de la norma ASTM C457M para control de calidad durante la construcción no es práctico. A pesar de que no hay una norma para ensayo de contenido de aire de concreto lanzado de mezcla seca durante la construcción, existen metodologías de ensayo aceptadas por la industria. Estos métodos consisten en obtener muestras de concreto lanzado de mezcla seca y realizar ensayos tales como los de ASTM C231M para determinar el contenido de aire.

Se han obtenido mediciones en sitio del contenido de aire de concreto lanzado de mezcla seca lanzando el material directamente en el recipiente de un medidor de aire (Betrand and Vezina 1994). También se pueden obtener muestras para medición del contenido de aire de material lanzado a paneles de ensayo en una carretilla o en el terreno. Estas muestras pueden utilizarse para ensayos realizados de acuerdo con ASTM C231M (Zhang 2015).

19.3.3.6 Para valores de $f'_c \geq$ 35 MPa, se permite la reducción del contenido de aire en 1.0 punto de porcentaje indicado en la Tabla 19.3.3.1 y 19.3.3.3.

R19.3.3.6 Esta sección permite una reducción en 1.0 un punto de porcentaje en el contenido de aire de concretos con f'_c mayor o igual a 35 MPa. Estos concretos de alta resistencia, los cuales teniendo menores relaciones *a/mc* y menor porosidad, tienen mayor resistencia a los ciclos de congelamiento y deshielo.

19.3.3.7 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).

R19.3.3.7 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.

19.3.4 *Requisitos adicionales para contenido del ion cloruro*

R19.3.4 *Requisitos adicionales para contenido del ion cloruro*

19.3.4.1 El concreto no preesforzado que se va a colocar dentro de encofrados permanente de acero galvanizado debe

R19.3.4.1 La corrosión de la lámina de acero galvanizada o en encofrados permanentes de acero galvanizado puede

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

cumplir con los límites para el ion cloruro para la Clase de Exposición C1, a menos que se exija un límite más estricto debido a otras condiciones del proyecto.

COMENTARIO

ocurrir, especialmente en ambientes húmedos o donde el secado es inhibido por el espesor del concreto, recubrimientos, o membranas impermeables. Si se utilizan encofrados de acero galvanizado permanentes, el límite de máximo de cloruros de 0.30 por ciento es requerido. Para ambientes más severos, tales como los requeridos para concreto en Clase de Exposición C2, un límite más estricto que el de 0.15 por ciento puede requerirse.

En el momento del diseño, el profesional facultado para diseñar puede no conocer si se utilizaran embebidos de aluminio, o encofrados permanentes de acero galvanizado. El uso de embebidos de aluminio está cubierto en 26.8.2. La utilización de encofrados permanentes de acero galvanizado está cubierta en 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 C1218M, medido como masa del ion cloruro con respecto a la masa de materiales cementantes.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO **COMENTARIO**

NOTAS:

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO **COMENTARIO**

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.

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 espigos (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 440.1R y 440.2R).

20.2 – Barras y alambres no preesforzados

20.2.1 *Propiedades de los materiales*

20.2.1.1 Las barras y alambres no preesforzados 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 preesforzados 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 preesforzado 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), (b), (c), (d) o (e), excepto que barras mayores que No. 57 no se permiten:

(a) ASTM A615M – acero al carbón, incluyendo los requisitos especificados en la Tabla 20.2.1.3(a)
(b) ASTM A706M – acero de baja aleación, incluyendo los requisitos especificados en (i), (ii), y (iii):
(i) Requisitos de propiedades a tracción para refuerzo

R20.2 – Barras y alambres no preesforzados

R20.2.1 *Propiedades de los materiales*

R20.2.1.2 La mayoría de las barras de acero no preesforzado presentan un comportamiento esfuerzo-deformación que muestra una fluencia o cambio abrupto en la deformación unitaria para un esfuerzo aproximadamente constante (comportamiento esfuerzo deformación elasto-plástico). 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 unitaria.

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 preesforzados o en la norma ASTM A370 Test Methods and Definitions.

R20.2.1.3 Los requisitos especificados en 20.2.1.3(a) y (b) y en las Tablas 20.2.1.3(a) hasta (c), son necesarios debido a que las normas referenciadas en el Capítulo 3, ASTM A615/A615M-18$^{\varepsilon 1}$ y ASTM A706/A706M-16, no incluyen estos requisitos. Para especificaciones de proyectos, estos requisitos deben especificarse con los requisitos de ASTM correspondientes. Los requisitos proveen la armonización de la resistencia a la tracción mínima entre ASTM A615M y ASTM A706M, incluyen nuevos requisitos de ductilidad a ambas

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

ASTM A706M Grado 690 MPa tal como se especifican en la Tabla 20.2.1.3(b), y requisitos para el ensayo de doblado para refuerzo ASTM A706M Grado 590 MPa los cuales deben ser los mismos que para ensayo de doblado de refuerzo ASTM A706M Grado 550 MPa.

(ii) Requisitos de elongación uniforme para todos los grados de refuerzo ASTM A706M los cuales deben cumplir lo especificado en la Tabla 20.2.1.3(c), y la elongación uniforme debe determinarse como la elongación a la máxima fuerza resistida por la pieza de barra de refuerzo ensayada,

(iii) Para todos los grados de refuerzo ASTM A706M, el radio en la base de cada deformación debe ser al menos 1.5 veces la altura de la deformación. Este requisito aplica a todas las deformaciones, incluyendo resaltes transversales y longitudinales, resaltes de grado de resistencia, marcas de grado de resistencia e intersecciones entre deformaciones. La conformidad se debe determinar por medio de mediciones tomadas en rodillos de laminación recientemente maquinados utilizados para fabricar las barras de refuerzo, en cambio de mediciones tomadas en las muestras de barras mismas.

Tabla 20.2.1.3(a) — Resistencia a la tracción modificada y requisitos para propiedades adicionales a la tracción para refuerzo ASTM A615M

	Grado 280	Grado 420	Grado 550	Grado 690
Resistencia mínima a la tracción, MPa	420	550	690	790
Mínima relación entre la resistencia a la tracción real a la resistencia a la fluencia real	1.10	1.10	1.10	1.10

Tabla 20.2.1.3(b) —Requisitos para propiedades a la tracción para refuerzo ASTM A706M Grado 690 MPa

	Grado 690
Resistencia mínima a la tracción, MPa	809
Mínima relación entre la resistencia a la tracción real a la resistencia a la fluencia real	1.17
Mínima resistencia a la fluencia, MPa	690
Máxima resistencia a la fluencia, MPa	814
Mínima elongación de fractura en 200 mm, %	10

Tabla 20.2.1.3(c) — Requisitos de elongación uniforme para refuerzo ASTM A706M

	Grado 420	Grado 550	Grado 690
Mínima elongación uniforme, porcentaje			
Designación de la barra			
10, 13, 16,19,22,25,29, 32	9	7	6
36, 43, 57	6	6	6

(c) ASTM A 996M – acero de rieles y ejes. Las barras de acero provenientes de rieles deben ser del Tipo R.

(d) ASTM A955M – acero inoxidable.

(e) ASTM A1035M – acero cromado bajo en carbón.

COMENTARIO

normas ASTM A615M y ASTM A706M e introducen el refuerzo Grado 690 MPa para ASTM A706M. Estos requisitos permiten la introducción de refuerzo Grado 690 MPa dentro del Reglamento para aplicaciones sísmicas especiales y se han desarrollado teniendo en cuenta tanto la seguridad estructural como la producción del refuerzo. Los métodos para determinar la elongación uniforme especificados en 20.2.1.3(b)(ii) han sido tomados de ASTM E8M.

Las barras corrugadas de baja aleación que cumplen con ASTM A706M tienen como objetivo aplicaciones donde se requiere control de las propiedades a la tracción. ASTM A706M también incluye restricciones en la composición química para mejorar su soldabilidad en los Grados 420 y 550 MPa.

Las barras corrugadas de refuerzo de acero de riel usadas con este Reglamento deben cumplir con las disposiciones de ASTM A996M, incluyendo los requisitos para las barras Tipo R, y deben ser marcadas con la letra R para indicar el tipo de 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 resistentes a sismos y en espirales en columnas. Véase las Tablas 20.2.2.4(a) y (b). La norma ASTM A1035M presenta los requisitos para las barras de dos niveles mínimos de fluencia, 690 MPa y 830 MPa, designadas como Grado 690 y Grado 830, respectivamente; sin embargo, el máximo f_{yt} permitido para cálculos en este Reglamento está limitado en 20.2.2.3.

En 2015, ASTM A615M incluía barras mayores que No. 57, que no están permitidas en el Reglamento debido a la ausencia de información sobre su comportamiento incluyendo dobleces de las barras y longitudes de desarrollo.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

20.2.1.4 Las barras lisas para refuerzo en espiral deben cumplir con las normas ASTM A615M, A706M, A955M, o A1035M.

20.2.1.5 Las parrillas de barras corrugadas soldadas deben cumplir con ASTM A184M. Las barras de refuerzo, utilizadas en las parrillas de barras corrugadas soldadas deben cumplir con ASTM A615M o ASTM 706M.

20.2.1.6 Las barras corrugadas con cabeza deben cumplir con la norma ASTM A970M, 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), excepto que la resistencia a la fluencia debe determinarse de acuerdo con 20.2.1.2:

(a) A1064M - acero al carbón.
(b) A1022M – acero inoxidable

20.2.1.7.1 Se permite el uso de alambre corrugado de los tamaños MD25 hasta MD200.

20.2.1.7.2 El alambre corrugado mayor que el tamaño MD200 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) 400 mm para refuerzo electrosoldado de alambre corrugado.
(b) 300 mm para refuerzo electrosoldado de alambre liso.

COMENTARIO

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 A970M 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 cumplan con los requisitos de la Clase HA para las deformaciones de obstrucción y la configuración de la cara de apoyo han mostrado resistencias de anclaje menores que las cabezas utilizadas en los ensayos que sirvieron de base para los requisitos de 25.4.4 (Shao et al. 2016).

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 A1022M, son las mismas que para alambre corrugado, alambre corrugado electrosoldado y alambre liso electrosoldado de ASTM A1064M.

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 MD290 alcanza solamente el 60 por ciento de la resistencia de adherencia en tracción dada por la ecuación (25.4.2.4a).

aci American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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.

20.2.2.2 El módulo de elasticidad, E_s, para barras y alambres no preesforzados puede tomarse como 200,000 MPa.

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 20.2.2.4(a) para refuerzo corrugado y con la Tabla 20.2.2.4(b) para el refuerzo liso.

COMENTARIO

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 $\varepsilon_s < \varepsilon_y$ (deformación unitaria de fluencia)

$$A_s f_s = A_s E_s \varepsilon_s$$

si $\varepsilon_s \geq \varepsilon_y$

$$A_s f_s = A_s f_y$$

donde ε_s es el valor en el diagrama de deformaciones unitarias en el lugar donde está ubicado el refuerzo.

R20.2.2.4 Las Tablas 20.2.2.4(a) 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.

Ahora se permite el uso de refuerzo Grado 690 MPa para resistir tracción y compresión en algunas aplicaciones. Para el refuerzo que resista compresión, los cálculos de compatibilidad de deformaciones unitarias indican que los esfuerzos no logran exceder 550 MPa antes de que el concreto no confinado llegue a un límite de deformación unitaria de 0.003, a menos que se coloque refuerzo de confinamiento especial con el fin de incrementar la deformación unitaria limitante en compresión. Para vigas, los requisitos para deflexiones de 24.2 y las limitaciones en la distribución del refuerzo a flexión de 24.3 se vuelven criticas en la medida que f_y aumenta.

En la Tabla 20.2.2.4(a), para el refuerzo corrugado en 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 esta razón, ASTM A706M especifica tanto un límite inferior

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

como superior a la resistencia real a fluencia del acero de refuerzo y requiere una relación mínima de la resistencia a la tracción a la resistencia a la fluencia. El refuerzo ASTM A615M Grado 420 en sistemas sísmicos especiales se permite solamente si se cumple con los requisitos de 20.2.2.5(b). Ahora se permite refuerzo ASTM A706M Grado 550 y Grado 690 para resistir momentos, fuerzas axiales y fuerzas cortantes en muros estructurales especiales y en todos los componentes de muros estructurales especiales, incluyendos vigas de acople y machones de muros. ; sin embargo, antes del Reglamento de 2019, únicamente se permitía el Grado 420 en sistemas especiales de resistencia sísmica. Ahora el refuerzo ASTM A706M Grado 550 y Grado 690 se permiten para resistir tracción y compresión en algunas aplicaciones. El refuerzo ASTM A706M Grado 550 y Grado 690 ahora se permiten para resistir momento, fuerza axial y fuerza cortante en muros estructurales especiales y todos los componentes de muros estructurales especiales, incluyendo vigas de acoples y machones de muro. El refuerzo ASTM A706M Grado 550 ahora también se permite en pórticos especiales resistentes a momento. Para refuerzo que resista compresión, cálculos de compatibilidad de deformaciones unitarias indican que los esfuerzos no llegarían a exceder 550 MPa antes de que la deformación unitaria en el concreto no confinado alcance el límite de deformación unitaria de 0.003 a menos que se coloque refuerzo especial de confinamiento para incrementar la deformación unitaria límite del concreto en compresión.

Para los cálculos, el valor máximo de resistencia a fluencia se encuentra limitado a 690 MPa tanto para el refuerzo corrugado no preesforzado como para el refuerzo liso en espiral, de acuerdo con las Tablas 20.2.2.4(a) y (b), respectivamente, cuando se usa como soporte 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 efectivamente 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 420 MPa tiene como intención controlar el ancho de las fisuras inclinadas bajo cargas gravitacionales de servicio. El límite para la resistencia a la fluencia más alto de 550 MPa 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 520 MPa, que en vigas reforzadas con estribos corrugados Grado 420.

Para efectos de las cargas sísmicas al nivel de resistencia,

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

los ensayos de miembros con refuerzo de mayor resistencia han mostrado comportamiento aceptable (Wallace 1998, Aoyama 2001, Budek et al. 2002, Sokoli and Ghannoum 2016, Cheng et al. 2016, Huq et al. 2018; Wber-Kamin et al. 2019), llevando a que, en el Reglamento de 2019, como se indica en la Tabla 20.2.2.4(a), se permita refuerzo ASTM A706M Grado 550 en sistemas especiales de resistencia sísmica y ASTM A706M Grado 690 en muros estructurales especiales.

La nota [6] de pie de la Tabla 20.2.2.4(a) se incluye debido a que ASTM A1064M y A1022M solo requieren que las soldaduras desarrollen 240 MPa en los alambres interconectados. Los estribos cerrados de confinamiento, estribos, y otros elementos usados en sistemas especiales sísmicos deben tener anclajes capaces de desarrollar $1.25f_y$ ó $1.25f_{yt}$, 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.

La nota [3] de pie de la Tabla 20.2.2.2(a) limita las barras de losas y vigas que pasan a través o se extienden desde muros estructurales especiales a refuerzo que cumpla con 20.2.2.5 incrementa la ductilidad de estos miembros que no se han designado como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas, pero son susceptibles de ser exigidas con demandas rotacionales no lineales grandes.

El límite de 550 MPa en f_y para "otro" de tensores de miembros o regiones de miembros diseñados utilizando el método de puntal-tensor se colocó debido a la escasez de datos de ensayos que pudieran justificar un límite más alto. La resistencia a la fluencia f_y de "otros" tensores que transfieran cortante se limita a 420 MPa por consistencia con el uso de cortante.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO COMENTARIO

Tabla 20.2.2.4(a) — Refuerzo corrugado no preesforzado

Uso	Aplicación		Valor máximo de f_y o f_{yt} permitido para cálculos de diseño, MPa	Normas ASTM aplicables			
				Barras corrugadas	Alambres corrugados	Refuerzo de alambre electrosoldado	Parrillas de barras corrugadas soldadas
Flexión, fuerza axial, retracción y temperatura	Sistemas sísmicos especiales	Pórticos a momento especiales	550	A706M[2]	No permitido	No permitido	No permitido
		Muros estructurales especiales[1]	690				
	Otras		690[3][4]	A615M, A706M, A955M, A996M, A1035M	A1064M, A1022M	A1064M, A1022M	A184M[5]
Apoyo lateral de barras longitudinales o confinamiento del concreto	Sistemas sísmicos especiales		690	A615M, A706M, A955M, A996M, A1035M	A1064M, A1022M	A1064M[6], A1022M[6]	No permitido
	Espirales		690	A615M, A706M, A955M, A996M, A1035M	A1064M, A1022M	No permitido	No permitido
	Otras		550	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	A1064M, A1022M	No permitido
Cortante	Sistemas sísmicos especiales [7]	Pórticos a momento especiales[8]	550	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	A1064M[6], A1022M[6]	No permitido
		Muros estructurales especiales[9]	690				
	Espirales		420	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	No permitido	No permitido
	Fricción cortante		420	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	A1064M, A1022M	No permitido
	Estribos, estribos cerrados de confinamiento		420	A615M, A706M, A955M, A996M, A1035M	A1064M, A1022M	A1064M y alambre liso electrosoldado A1022M	No permitido
			550	No permitido	No permitido	A1064M y alambre corrugado electrosoldado A1022M	No permitido
Torsión	Longitudinal y transversal		420	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	A1064M, A1022M	No permitido
Refuerzo de anclajes	Sistemas sísmicos especiales		550	A706M[2]	No permitido	No permitido	No permitido
	Otros		550	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	A1064M, A1022M	A184M[5]
Regiones diseñadas usando método de puntal-tensor	Tensores longitudinales		550	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	A1064M, A1022M	No permitido
	Otros		420				

[1] Todos los componentes de muros estructurales especiales, incluyendo vigas de acople y machones de muro.
[2] Se permite ASTM A615M Grado 420 si se cumple con los requisitos de 20.2.2.5(b).
[3] En losas y vigas que no sean parte de un sistema especial de resistencia sísmica, las barras que pasan a través o se extienden de un sistema de muros estructurales especiales deben cumplir con 20.2.2.5.
[4] Refuerzo longitudinal con f_y > 550 MPa no se permite en pórticos intermedios a momento o en pórticos ordinarios a momento que resistan demandas sísmicas E
[5] Las parrillas de barras corrugadas soldadas se permite que sean ensambladas usando barras corrugadas que cumplen con A615M ó A706M Grado 420 ó Grado 550.
[6] No se permite usar ASTM A1064M y A1022M en sistemas sísmicos especiales cuando se requiere que la soldadura resista esfuerzos provenientes de confinamiento, soporte lateral de barras longitudinales, cortante u otras acciones.
[7] Esta aplicación también incluye refuerzo para cortante con un valor máximo de f_y o f_{yt} de 550 MPa para los cálculos de diseño en diafragmas o cimentaciones para combinaciones de carga que incluyan fuerzas sísmicas cuando sean parte de una edificación con un sistema especial de resistencia sísmica.
[8] El refuerzo de cortante en esta aplicación incluye estribos, estribos cerrados de confinamiento y espirales en pórticos especiales a momento.
[9] El refuerzo de cortante en esta aplicación incluye todo el refuerzo transversal en muros estructurales especiales, vigas de acople y machones de muro. Las barras diagonales en vigas de acople deben cumplir con ASTM A706M o la nota de pie de tabla [2].

aci American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO **COMENTARIO**

Tabla 20.2.2.4(b) — Barras y alambres lisos para refuerzo en espiral no preesforzado

Uso	Aplicación	Valor máximo de f_y o f_{yt} permitido para cálculos de diseño, MPa	Normas ASTM aplicables	
			Barras lisas	Alambres lisos
Soporte lateral de barras longitudinales o confinamiento del concreto	Espirales en sistemas sísmicos especiales	690	A615M, A706M, A955M, A1035M	A1064M, A1022M
	Espirales	690	A615M, A706M, A955M, A1035M	A1064M, A1022M
Cortante	Espirales	420	A615M, A706M, A955M, A1035M	A1064M, A1022M
Torsión en vigas no preesforzadas	Espirales	420	A615M, A706M, A955M, A1035M	A1064M, A1022M

20.2.2.5 El refuerzo longitudinal corrugado no preesforzado que resista momentos, fuerza axial, o ambos, inducidos por el sismo en sistemas sísmicos especiales y refuerzo de anclajes en las Categorías de Diseño Sísmico (CDS) C, D, E y F, deben cumplir con (a) o (b):

(a) ASTM A706M, Grado 420, Grado 550 y Grado 690 para muros estructurales especiales y Grado 420 y Grado 550 para pórticos especiales a momento.
(b) ASTM A615M Grado 420 si se cumple con (i) hasta (iv). ASTM A615M Grado 550 y Grado 690 no se permiten en sistemas sísmicos especiales:
(i) La resistencia a la fluencia real medida en ensayos en la siderúrgica no excede f_y en más de 125 MPa.
(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 de rotura en una longitud de medición de 200 mm debe ser al menos 14 por ciento en barras de diámetro No.10 hasta No. 19, al menos 12 por ciento para barras No. 22 hasta No. 36, y al menos 10 por ciento para barras No. 43 y No. 57.
(iv) La elongación mínima uniforme debe ser al menos 9 por ciento para barras diámetro No. 10 hasta No. 32, al menos 6 por ciento para barras diámetro No. 36, No. 43 y No. 57.

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 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 último y de fluencia (ACI 352R). Según esta interpretación, mientras mayor sea la relación entre el momento probable y el de fluencia, la región de fluencia es más larga. Los miembros con refuerzo que no cumplan 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 miembros reforzados con aceros que muestran endurecimiento por deformación.

Las elongaciones mínimas de 20.2.2.5(b) para ASTM A615M Grado 420 tienen los mismos valores de la norma ASTM A706M para refuerzo corrugado Grado 420.

No se permite ASTM A615M Grado 550 y Grado 690 para resistir momentos y carga axial en sistemas sísmicos especiales debido a la preocupación asociada con el comportamiento ante la fatiga de bajo ciclaje (Slavin and Ghannoum 2015).

20.3 — Barras, alambres y torones de preesforzado

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 preesforzado debe cumplir con (a), (b), (c) o (d):

(a) ASTM A416M – Torones.
(b) ASTM A421M – Alambre.
(c) ASTM A421M – Alambre de baja relajación incluyendo el Requisitos Suplementario S1, "Low-Relaxation Wire and Relaxation Testing".
(d) ASTM A722M – Barras de alta resistencia.

20.3.1.2 Los torones, alambres y barras preesforzadas que no figuran específicamente en las normas ASTM A416M, A421M o A722M, se pueden usar, siempre y cuando se demuestre que

R20.3 — Barras, alambres y torones de preesforzado

R20.3.1 *Propiedades de los materiales*

R20.3.1.1 Debido a que el refuerzo preesforzado de baja relajación está regulado en un requisito suplementario de la norma ASTM A421M, el cual aplica únicamente si el material se especifica como de baja relajación, la referencia ASTM apropiada se incluye como una entidad independiente.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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 preesforzado 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 A416M o ASTM A722M.

20.3.2 *Propiedades de diseño*

20.3.2.1 El módulo de elasticidad para el acero preesforzado, 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 preesfuerzo especificado y no debe exceder los valores dado en la Tabla 20.3.2.2.

Tabla 20.3.2.2 — Barras, alambres y torones de preesfuerzo

Tipo	Valor máximo de f_{pu} permitido en cálculos de diseño, MPa	Normas ASTM aplicables
Torón (liberado de esfuerzos y baja relajación)	1860	A416M
Alambre (liberado de esfuerzos y baja relajación)	1725	A421M
		A421M incluido el requisito suplementario S1 "Alambre de baja relajación y ensayo de la relajación"
Barra de alta resistencia	1035	A722M

20.3.2.3 *Esfuerzo en el refuerzo preesforzado 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 miembros con refuerzo de preesfuerzo adherido siempre y cuando todo el refuerzo preesforzado se encuentre en la zona de tracción y $f_{se} \geq 0.5 f_{pu}$.

$$f_{ps} = f_{pu}\left\{1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1}\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p}\frac{f_y}{f'_c}(\rho - \rho')\right]\right\} \quad (20.3.2.3.1)$$

COMENTARIO

R20.3.2 *Propiedades de diseño*

R20.3.2.1 Los valores utilizados normalmente para propósitos de diseño de E_p usualmente están entre 197,000 y 200,000 MPa. 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 A416M especifica dos grados de resistencia para tracción del torón, 1725 y 1860 MPa.

La norma ASTM A421M especifica resistencias a tracción de 1620, 1655 y 1725 MPa dependiendo del diámetro y del tipo de alambre. Para el diámetro más común, 6 mm, la norma ASTM A421M especifica una resistencia a la tracción de 1655 MPa.

R20.3.2.3 *Esfuerzo en el refuerzo preesforzado 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 cuantías altas 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 preesforzado 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 preesfuerzo en el valor de f_{ps}. La Tabla

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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.

Tabla 20.3.2.3.1 — Valores de γ_p para usar en 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

20.3.2.3.2 Para torones preesforzados, el esfuerzo de diseño del torón para las secciones de miembros 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.

COMENTARIO

R20.3.2.3.1 muestra el tipo de refuerzo de preesfuerzo 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 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, el término $\left[\rho_p f_{pu}/f'_c + (d/d_p)(f_y/f'_c)(\rho - \rho')\right]$ 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 refuerzo de preesforzado		f_{py}/f_{pu}
Barras de preesforzado de alta resistencia	ASTM A722M Tipo I (Liso)	≥ 0.85
	ASTM A722M Tipo II (Corrugado)	≥ 0.80
Alambres y torones liberados de esfuerzos	ASTM A416M ASTM A421M	≥ 0.85
Alambres y torones de baja relajación	ASTM A416M ASTM A421M	≥ 0.90

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

20.3.2.4 *Esfuerzo en el acero de preesfuerzo 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 miembros con acero de preesfuerzo con tendones no adheridos siempre que $f_{se} \geq 0.5 f_{pu}$.

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	$f_{se}+70+f'_c/(100\rho_p)$
		$f_{se}+420$
		f_{py}
> 35	El menor de	$f_{se}+70+f'_c/(300\rho_p)$
		$f_{se}+210$
		f_{py}

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) hasta (f):

(a) Asentamiento en los anclajes del acero de preesforzado durante la transferencia.
(b) Acortamiento elástico del concreto.
(c) Flujo plástico del concreto.

COMENTARIO

R20.3.2.4 *Esfuerzo en el acero de preesfuerzo no adherido para el nivel de resistencia nominal a flexión,* f_{ps}.

R20.3.2.4.1 El término $\left[f_{se}+70+f'_c/(300\rho_p)\right]$ refleja los resultados de ensayos en miembros 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 $\left[f_{se}+70+f'_c/(100\rho_p)\right]$, antiguamente usado para todas las relaciones luz-altura, sobrestima el incremento de esfuerzo en dichos miembros. Aunque estos mismos ensayos indican que la resistencia a momento de estos miembros de poca altura diseñados por medio del término $\left[f_{se}+70+f'_c/(100\rho_p)\right]$ 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 preesforzado utilizada.

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 A416M y ASTM A421M, 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 refuerzo 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 El ACI 423.10R presenta una guía que trata en detalle la estimación de las pérdidas de preesfuerzo.

Las pérdidas reales, mayores o menores que los valores calculados, tienen poco efecto sobre la resistencia de diseño del miembro, 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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(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.

20.3.2.6.3 Cuando puedan presentarse pérdidas de preesfuerzo en un miembro debido a la unión del mismo con una estructura adyacente, dichas pérdidas de preesfuerzo deben tenerse en cuenta en el diseño.

20.4 — Pernos con cabeza para refuerzo a cortante

20.4.1 Los pernos con cabeza y sus ensamblajes deben cumplir con ASTM A1044M.

COMENTARIO

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 el *Post-Tensioning Manual* (TAB.1). 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 miembro y a un preesforzado inadecuado. Una sobrestimación de la fricción puede dar como resultado una fuerza extra de preesforzado. Esto podría conducir a contraflechas excesivas y acortamientos del miembro. 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.

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 — Pernos con cabeza para refuerzo a cortante

R20.4.1 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 (2015) y a los que hace referencia el Capítulo 17 de este Reglamento (Fig. R20.4.1). Las relaciones entre la cabeza y el área transversales del fuste de los pernos AWS D1.1 varían entre 2.5 y 4. En cambio, la norma ASTM A1044M 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 A1044M 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 9.5, 12.7, 15.9 y 19 mm. En ASTM A1044M, la resistencia mínima especificada para fluencia de los pernos con cabeza es de 350 MPa.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

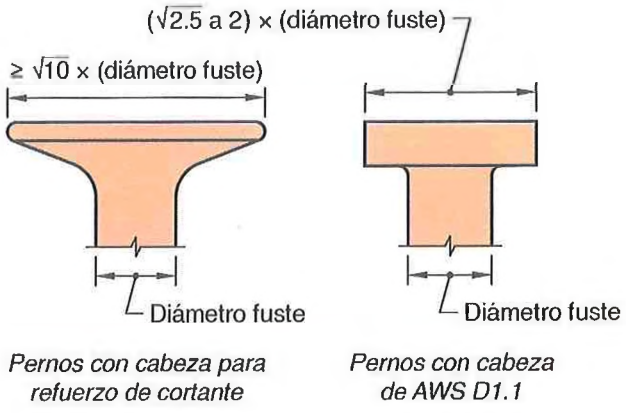


Fig. R20.4.1 — Configuraciones de los pernos con cabeza.

20.5 — Disposiciones para la durabilidad del acero de refuerzo

20.5.1 *Recubrimiento de concreto especificado*

20.5.1.1 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 20.5.1.2 hasta 20.5.1.4.

R20.5 — Disposiciones para la durabilidad del acero de refuerzo

R20.5.1 *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 20.6.5.

R20.5.1.1 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 miembro 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 de losas, por lo general no se consideran directamente "expuestas", a menos que estén expuestas a humedecimiento y secado alternados, incluyendo el debido a las condiciones de condensación o de filtraciones directas desde la superficie expuesta, 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 20.5.1.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

20.5.1.2 Se permite que todo acabado de concreto de un piso pueda considerarse como parte del recubrimiento requerido para efecto de consideraciones no estructurales.

20.5.1.3 *Requisitos para recubrimiento especificado de concreto*

20.5.1.3.1 Los miembros de concreto no preesforzados construidos en sitio deben tener un recubrimiento de concreto especificado para el refuerzo igual al menos al dado en la Tabla 20.5.1.3.1.

Tabla 20.5.1.3.1 — Recubrimiento especificado para miembros de concreto construidos en sitio no preesforzados

Exposición del concreto	Miembro	Refuerzo	Recubrimiento especificado, mm
Construido contra el suelo y permanente-mente en contacto con él	Todos	Todos	75
Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo	Todos	Barras No. 19 a No. 57	50
		Barra No. 16, alambre MW200 ó MD200, y menores	40
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo	Losas, viguetas y muros	Barras No. 43 y No. 57	40
		Barra No. 36 y menores	20
	Vigas, columnas, pedestales y amarres a tracción	Armadura principal, estribos, espirales y estribos cerrados para confina-miento	40

20.5.1.3.2 Los miembros de concreto preesforzado 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 20.5.1.3.2.

COMENTARIO

R20.5.1.2 Todos los acabados de piso de concreto pueden utilizarse para propósitos no estructurales, tales como recubrimiento del refuerzo y protección contra el fuego. Sin embargo, deben tomarse precauciones para asegurar que el acabado no se desprenda, provocando una disminución en el recubrimiento. Además, de acuerdo con 20.5.1.3, las consideraciones para el desarrollo del refuerzo requieren un recubrimiento mínimo de concreto construido monolíticamente.

R20.5.1.3 *Requisitos para recubrimiento especificado de concreto*

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

Tabla 20.5.1.3.2 — Recubrimiento especificado para miembros de concreto preesforzado construidos en sitio

Exposición del concreto	Miembro	Refuerzo	Recubrimiento especificado, mm
Construido contra el suelo y permanente-mente en contacto con él	Todos	Todos	75
Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo	Losas, viguetas y muros	Todos	25
	Todos los demás	Todos	40
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo	Losas, viguetas y muros	Todos	20
	Vigas, columnas, y amarres a tracción	Refuerzo principal	40
		Estribos, espirales y estribos cerrados de confinamiento	25

20.5.1.3.3 Los miembros de concreto prefabricado preesforzado y no preesforzado 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 20.5.1.3.3.

COMENTARIO

R20.5.1.3.3 Los espesores menores en construcción prefabricada 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 miembros 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 preesforzados, 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

Tabla 20.5.1.3.3 — Recubrimiento especificado de concreto para miembros prefabricados, preesforzados y no preesforzados, fabricados bajo condiciones de planta

Exposición del concreto	Miembro	Refuerzo	Recubrimiento especificado, mm
Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo	Muros	Barras No. 43 y No. 57, tendones con diámetro mayor de 40 mm	40
		Barras No. 36 y menores, alambres MW200 y MD200 y menores, tendones y torones con diámetro 40 mm y menores	20
	Todos los demás	Barras No. 43 y No. 57, tendones con diámetro mayor de 40 mm	50
		Barras No. 19 hasta No. 36, tendones y torones mayores de 16 mm hasta 40 mm de diámetro	40
		Barra No. 16, alambres MW200 y MD200 y menores, tendones y torones con diámetro 16 mm y menores	30
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo	Losas, viguetas y muros	Barras No. 43 y No. 57, tendones con diámetro mayor de 40 mm	30
		Tendones y torones con diámetro 40 mm y menores	20
		Barras No. 36 y menores, alambres MW200 y MD200 y menores	16
	Vigas, columnas, pedestales y amarres y tensores a tracción	Refuerzo principal	El mayor de d_b y 16 mm y no necesita ser mayor de 40 mm
		Estribos, espirales y estribos cerrados de confinamiento	10

20.5.1.3.4 Los miembros de cimentaciones profundas deben tener al menos el recubrimiento especificado de concreto para el refuerzo de acuerdo con la Tabla 20.5.1.3.4.

COMENTARIO

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

Tabla 20.5.1.3.4 — Recubrimiento de concreto especificado para miembros de cimentaciones profundas

Exposición del concreto	Tipo de miembro de cimentación profunda	Refuerzo	Recubrimiento especificado, mm
Construido contra y en contacto permanente con el terreno, no rodeado por tubo de acero, sin camisa metálica permanente, ni en perfil de roca estable	Construido en sitio	Todos	75
Rodeado por tubo de acero, con camisa permanente, o en perfil de roca estable	Construido en sitio	Todos	40
Permanentemente en contacto con el terreno	Prefabricado no preesforzado	Todos	40
	Prefabricado preesforzado		
Expuesto a agua marina	Prefabricado no preesforzado	Todos	60
	Prefabricado preesforzado	Todos	50

20.5.1.3.5 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) 50 mm.

y para concreto construido contra el suelo y permanentemente expuesto a él, el recubrimiento de concreto especificado debe ser de 75 mm.

20.5.1.3.6 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

R20.5.1.3.6 Los requisitos de recubrimiento especificado de concreto para pernos con cabezas para refuerzo a cortante se muestran en la figura R20.5.1.3.6.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

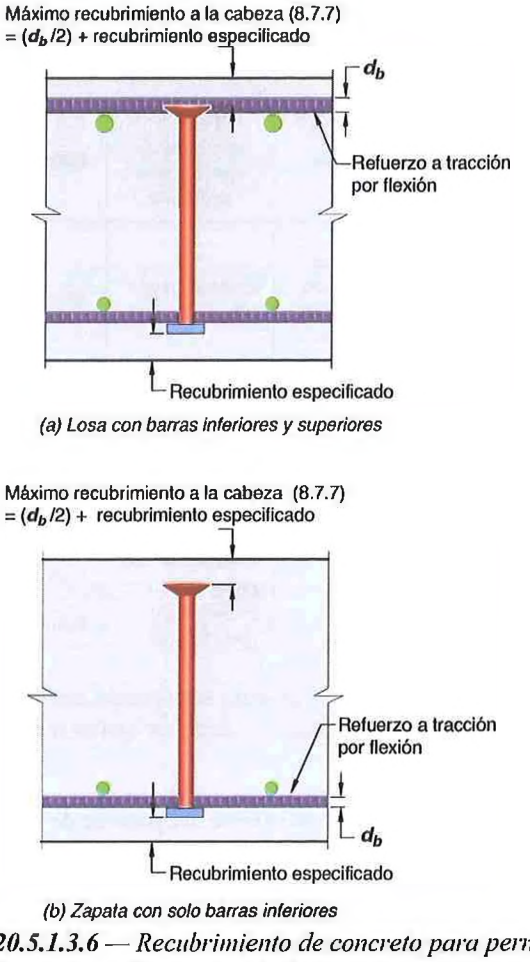


Fig. R20.5.1.3.6 *— Recubrimiento de concreto para pernos con cabeza para refuerzo a cortante.*

20.5.1.4 *Recubrimiento de concreto especificado para ambientes corrosivos*

20.5.1.4.1 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.

R20.5.1.4 *Recubrimiento de concreto especificado para ambientes corrosivos*

Los ambientes corrosivos se encuentran definidos en 19.3.1, R19.3.1 y R19.3.2. En el ACI 362.1R se puede encontrar más información sobre corrosión de estructuras de estacionamientos.

R20.5.1.4.1 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 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 50 mm para muros y losas, y no menor de 65 mm para otros miembros. Para concreto prefabricado construido bajo condiciones de control de la planta, se recomienda un recubrimiento de concreto especificado de no menor de 40 mm para muros y losas, y de no menor de 50 mm para otros miembros.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

20.5.1.4.2 Para miembros de concreto preesforzado 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 preesforzados construido en sitio requeridos por 20.5.1.3.2 y 20.5.1.3.3 para miembros prefabricados de concreto.

20.5.1.4.3 El requisito de 20.5.1.4.2 puede obviarse si la zona precomprimida de tracción no se encuentra en tracción bajo la acción de las cargas permanentes.

20.5.2 *Refuerzo recubierto no preesforzado*

20.5.2.1 El refuerzo recubierto no preesforzado debe cumplir con la Tabla 20.5.2.1.

Tabla 20.5.2.1— Refuerzo recubierto no preesforzado

Tipo de recubrimiento	Norma ASTM aplicable		
	Barra	Alambre	Alambre soldado
Zinc	A767M	No permitido	A1060M
Epóxico	A775M ó A934M	A884M	A884M
Zinc y epóxico, simultaneamente	A1055M	No permitido	No permitido

20.5.2.2 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).

20.5.2.3 Los alambres y el refuerzo electrosoldado de alambre que se vayan a recubrir con epóxico deben cumplir con 20.2.1.7(a).

20.5.3 *Protección contra la corrosión del refuerzo de preesforzado no adherido*

20.5.3.1 Los aceros de preesforzado no adheridos deben estar encapsulados en un ducto de postensado, y el espacio entre el refuerzo de preesforzado y el ducto de postensado debe llenarse completamente con un material adecuado que inhiba la corrosión. El ducto de postensado debe ser impermeable y continuo en toda la longitud no adherida.

20.5.3.2 El ducto de postensado debe estar conectado de manera impermeable a todos los anclajes ya sean de tensionamiento, intermedios o fijos.

20.5.3.3 Los tendones no adheridos de un solo torón deben protegerse de la corrosión de acuerdo con lo indicado en ACI 423.7.

COMENTARIO

R20.5.2 *Refuerzo recubierto no preesforzado*

R20.5.2.1 Las barras de refuerzo recubiertas con zinc (galvanizadas por inmersión en caliente) (ASTM A767M), las barras recubiertas con epóxico (ASTM A775M y A934M) y las recubiertas simultáneamente con los dos (ASTM A1055M) 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.

R20.5.3 *Protección contra la corrosión del refuerzo de preesforzado no adherido*

R20.5.3.1 El material para la protección contra la corrosión de los aceros de preesforzado no adheridos debe tener las propiedades indicadas en la sección 19.1 del 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 preesforzado recubierto.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

20.5.4 *Protección contra la corrosión para tendones con mortero de inyección*

20.5.4.1 Los ductos para tendones que se inyectan con mortero de inyección deben ser impermeables al mortero y no reactivos con el concreto, refuerzo de preesforzado, mortero de inyección e inhibidores de la corrosión.

20.5.4.2 Los ductos deben mantenerse libres de agua.

20.5.4.3 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 6 mm mayor que el diámetro del refuerzo de preesforzado.

20.5.4.4 Los ductos para alambres, torones o barras múltiples agrupadas que se vayan a inyectar con mortero de inyección deben tener un área transversal interior al menos igual a dos veces el área transversal del refuerzo de preesforzado.

20.5.5 *Protección contra la corrosión para anclajes, conectores y dispositivos auxiliares de postensado*

20.5.5.1 Los anclajes, conectores y dispositivos auxiliares de anclaje deben estar protegidos permanentemente contra la corrosión.

20.5.6 *Protección contra la corrosión para tendones externos postensados*

20.5.6.1 Los tendones externos y las regiones de anclaje de los tendones deben estar protegidas contra la corrosión.

20.6 — Embebidos

20.6.1 Los embebidos no deben afectar significativamente la resistencia de la estructura ni la protección contra el fuego.

COMENTARIO

R20.5.4 *Protección contra la corrosión para tendones con mortero de inyección*

R20.5.4.2 El agua en los ductos puede causar corrosión y exudación y segregación del mortero de inyección del refuerzo de preesforzado 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 preesfuerzo queda expuesto por períodos prolongados a la humedad en los ductos antes de inyectar el mortero (ACI 423.7).

R20.5.5 *Protección contra la corrosión para anclajes, conectores y dispositivos auxiliares de postensado*

R20.5.5.1 Para recomendaciones respecto a la protección véase las Secciones 4.2 y 4.3 de Mojtahedi y Gamble (1978) y 3.4, 3.6, 5, 6, y 6.3 de Breen et al. (1994).

R20.5.6 *Protección contra la corrosión para tendones externos postensados*

R20.5.6.1 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 refuerzo de preesforzado 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 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.

R20.6 — Embebidos

R20.6.1 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 B31.1 para tuberías de potencia y B31.3 para tuberías de químicos y tuberías de petróleo. El profesional facultado para diseñar debe

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

asegurarse que se usen reglamentos apropiado en el diseño y pruebas del sistema. Al constructor 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.

20.6.2 Los materiales de los embebidos no deben ser perjudiciales para el concreto o el refuerzo.

20.6.3 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.

20.6.3 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 acero, causando fisuración, descascaramiento, o ambos. Los ductos eléctricos de aluminio presentan problemas espaciales porque las corrientes eléctricas parásitas aceleran las reacciones adversas. La sección 26.4.2.2(f) prohíbe el uso de cloruro de calcio o cualquier aditivo que contenga cloruros en concreto que tenga embebidos de aluminio.

20.6.4 Se debe colocar refuerzo con un área al menos igual a 0.002 veces el área de la sección de concreto perpendicular a las tuberías embebidas.

20.6.5 El recubrimiento de concreto especificado para tuberías embebidas con sus acoples debe ser al menos 40 mm para concreto expuesto al suelo o a la intemperie, y al menos 20 mm para concreto no expuesto a la intemperie y que no esté en contacto con el suelo.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO **COMENTARIO**

NOTAS:

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO COMENTARIO

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.

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 miembro sometido a los efectos de carga en consideración, y (4) reflejar la importancia del miembro en la estructura (MacGregor 1976; Winter 1979).

21.2 — Factores de reducción de resistencia para miembros 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 0.90 de acuerdo con 21.2.2	Cerca de los extremos de miembros 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	0.90	—
(i)	Elementos de concreto simple	0.60	—
(j)	Anclajes en elementos de concreto	0.45 a 0.75 de acuerdo con el Capítulo 17	—

R21.2 — Factores de reducción de resistencia para miembros 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 de postensado (Breen et al. 1994) 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 potenciales de falla.

(i) El factor de resistencia, ϕ, para los miembros 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.

aci American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

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 420, se permite tomar ε_{ty} igual a 0.002.

21.2.2.2 Para todo refuerzo preesforzado, 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 preesforzado, 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. R21.2.2a para un miembro no preesforzado.

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 $\left(\geq \varepsilon_{ty} + \mathbf{0.003}\right)$, 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 $\geq \varepsilon_{ty} + \mathbf{0.003}$ provee suficiente ductilidad en la mayoría de los casos. Antes del Reglamento de 2019, el límite de comportamiento controlado por tracción para ε_t estaba definido como 0.005, establecido primariamente con base en refuerzo no preesforzado Grado 420 y refuerzo preesforzado, con algunas consideraciones basadas en su mayor resistencia (Mast 1992). A partir del Reglamento de 2019, para tener en cuenta el refuerzo no preesforzado de mayor resistencia, el límite de comportamiento controlado por tracción de ε_t en la Tabla 21.2.2 se define como $\varepsilon_{ty} + \mathbf{0.003}$. Esta expresión es congruente con la recomendación de Mast (1992) para el caso general de refuerzo diferente al de Grado 420, y resultados de ensayos que muestran que la expresión conduce a elementos con ductilidad adecuada.

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 ($\leq \varepsilon_{ty}$), se puede esperar una condición de falla frágil a compresión, sin advertencia clara de una falla inminente. Con anterioridad al ACI 318-14, el límite de deformación unitaria controlada por compresión se definía como 0.002 para refuerzo Grado 420 y todos los refuerzos preesforzados, pero no estaba definido explícitamente para otros tipos de refuerzo. 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 preesforzados, respectivamente.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

Normalmente las vigas y losas están controladas por tracción, en cambio las columnas pueden estar controladas por compresión. Algunos miembros, 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 $\left(\varepsilon_{ty} + 0.003\right)$. 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. Iniciando con el Reglamento de 2019, la expresión $\left(\varepsilon_{ty} + 0.003\right)$ define en la Tabla 21.2.2 el límite para ε_t para comportamiento controlado por tracción. Para las secciones sometidas a combinación de fuerza axial y 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 miembros que soportan áreas cargadas mayores que los miembros 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. R21.2.2b.

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	
$\varepsilon_t \le \varepsilon_{ty}$	Controlada por compresión	0.75	(a)	0.65	(b)
$\varepsilon_{ty} < \varepsilon_t < \varepsilon_{ty} + 0.003$	Transición[1]	$0.75 + 0.15\dfrac{\left(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty}\right)}{(0.003)}$	(c)	$0.65 + 0.25\dfrac{\left(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty}\right)}{(0.003)}$	(d)
$\varepsilon_t \ge \varepsilon_{ty} + 0.003$	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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

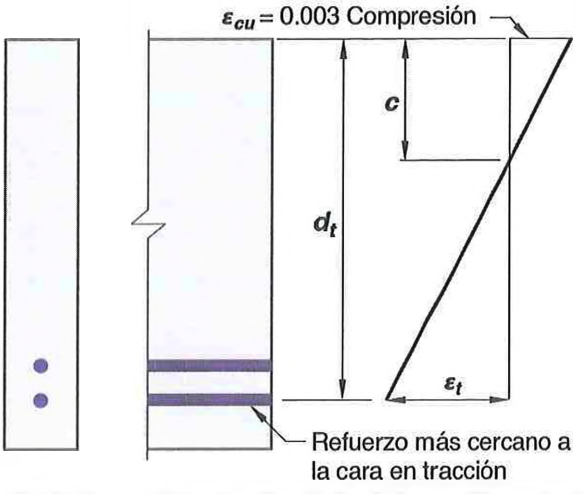


Fig. R21.2.2a — Distribución de la deformación unitaria y deformación unitaria neta de tracción en un miembro no preesforzado.

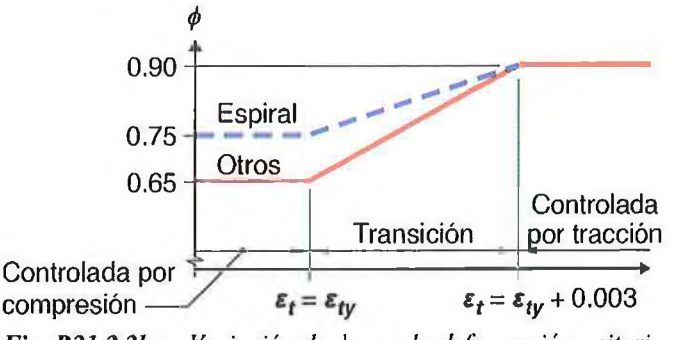


Fig. R21.2.2b — Variación de ϕ con la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo a tracción ε_t.

21.2.3 Para secciones en miembros pretensados a flexión donde todos los torones no están completamente desarrollados, ϕ para momento debe calcularse de acuerdo con la Tabla 21.2.3, donde ℓ_{tr} se calcula con la ecuación (21.2.3), donde ϕ_p es el valor de ϕ determinado de acuerdo con la Tabla 21.2.2 en la sección transversal más cercana al extremo del miembro donde todos lo torones están desarrollados y ℓ_d se obtiene de acuerdo con 25.4.8.1.

$$\ell_{tr} = \left(\frac{f_{se}}{21}\right) d_b \qquad (21.2.3)$$

R21.2.3 Si se presenta una sección crítica en una zona donde no todos los torones se han desarrollado completamente, la falla puede ocurrir por adherencia. Ese tipo de falla se asemeja a una falla frágil por cortante, de ahí la exigencia de un valor ϕ reducido para flexión con respecto al valor de ϕ de 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. R21.2.3a, donde ϕ_p corresponde al valor de ϕ en la sección transversal más cercana al extremo del miembro donde todos los torones están totalmente desarrollados.

Cuando la adherencia de uno o más torones no se extienda hasta el extremo del miembro, en vez de un análisis más riguroso, ϕ debería tomarse como 0.75 desde el extremo del miembro 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 a ϕ_p en la sección transversal donde se han desarrollado todos los torones, como se muestra en la Fig. R21.2.3b. Alternativamente, el valor de ϕ puede tomarse como 0.75 hasta llegar al punto donde todos los torones están

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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	$\le \ell_{tr}$	0.75	(a)
		ℓ_{tr} a ℓ_d	Interpolación lineal entre 0.75 y ϕ_p [2]	(b)
Uno o más torones con adherencia inhibida	Los cálculos no indican tracción	$\le(\ell_{db}+\ell_{tr})$	0.75	(c)
		$(\ell_{db}+\ell_{tr})$ a $(\ell_{db}+\ell_d)$	Interpolación lineal entre 0.75 y ϕ_p [2]	(d)
	Los cálculos indican tracción	$\le(\ell_{db}+\ell_{tr})$	0.75	(e)
		$(\ell_{db}+\ell_{tr})$ a $(\ell_{db}+2\ell_d)$	Interpolación lineal entre 0.75 y ϕ_p [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 preesfuerzo 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.

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 21.2.4.4:

COMENTARIO

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. R21.2.3b).

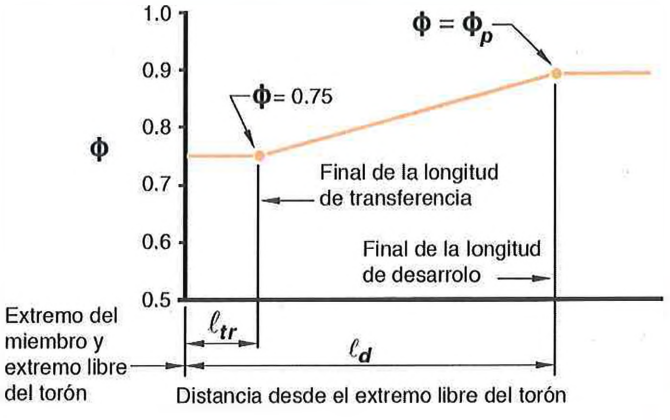
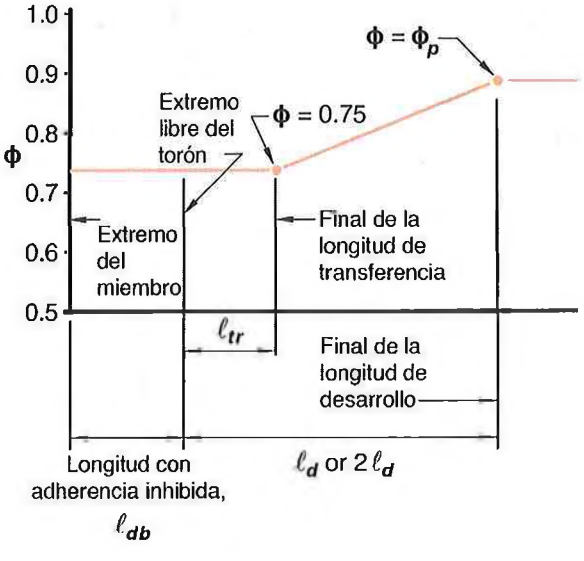


Fig. R21.2.3a — Variación de ϕ con la distancia desde el extremo libre del torón en miembros pretensados con torones completamente adheridos.



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. R21.2.3b — Variación de ϕ con la distancia desde el extremo libre del torón en miembros pretensados con torones con adherencia inhibida.

aci American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(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 miembro que se diseñe para resistir E el valor de ϕ para cortante debe ser 0.60 si la resistencia nominal a cortante del miembro es menor que el cortante correspondiente al desarrollo de la resistencia nominal a momento del miembro. La resistencia nominal a momento debe ser el máximo valor calculado considerando las cargas axiales mayoradas de las combinaciones de carga que incluyen E.

21.2.4.2 El valor de ϕ para cortante en diafragmas no debe exceder el menor valor de ϕ para cortante usado en los componentes verticales del sistema primario de resistencia ante fuerzas sísmicas.

21.2.4.3 Para elementos de cimentación que soportan el sistema primario de resistencia ante fuerzas sísmicas, ϕ para cortante no debe exceder el menor valor de ϕ para cortante utilizado para la componente vertical del sistema primario de resistencia ante fuerzas sísmicas.

21.2.4.4 En nudos viga-columna de pórticos a momento especiales y vigas de acople reforzadas en forma diagonal, ϕ para cortante debe ser 0.85.

COMENTARIO

R21.2.4.1 Este requisito se refiere a miembros 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 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. Estos 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.

R21.2.4.3 Este requisito tiene como intención proveer una confiabilidad congruente para cortante en elementos de cimentación que soportan muros controlados por cortante diseñados con un factor de reducción de resistencia de 0.6.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO | COMENTARIO

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.

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.

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 preesforzado deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

22.2.1.3 Las deformaciones unitarias en el concreto preesforzado y en el refuerzo preesforzado adherido y no adherido deben incluir la deformación unitaria debida al preesfuerzo efectivo.

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 unitarias. 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 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 preesforzado 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

22.2.1.4 La variación de la deformación unitaria para el refuerzo preesforzado adherido debe suponerse proporcional a la distancia desde el eje neutro.

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.

22.2.2.2 La resistencia a la tracción del concreto debe despreciarse en los cálculos de resistencia a flexión y resistencia axial.

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.

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.

22.2.2.4.1 Se debe suponer un esfuerzo de $\mathbf{0.85}f'_c$ 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 por medio de:

COMENTARIO

R22.2.1.4 La variación de la deformación unitaria para el refuerzo preesforzado adherido depende únicamente de la variación de la deformación unitaria en la sección bajo consideración. Para el refuerzo preesforzado no adherido, la variación de la deformación unitaria depende de las cargas externas, la localización del refuerzo, y las condiciones de frontera 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.

R**22.2.2** *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.

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.

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.

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 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.

R22.2.2.4 Para diseño, el Reglamento permite el uso de una distribución rectangular equivalente de esfuerzos de comprensión (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 comprensión 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).

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

$$a = \beta_1 c \qquad (22.2.2.4.1)$$

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, MPa	β_1	
$17 \le f'_c \le 28$	0.85	(a)
$28 < f'_c < 55$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 28)}{7}$	(b)
$f'_c \ge 55$	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 de preesforzado 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 incluirlo en los cálculos de resistencia a flexión con un esfuerzo igual a f_y.

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 55 MPa 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

R22.3.2 *Miembros de concreto preesforzado*

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

22.3.2.2 Se permite incluir otros refuerzos no preesforzados en los cálculos de resistencia si se efectúa un análisis de compatibilidad de deformaciones con el fin de determinar los esfuerzos en dicho refuerzo.

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.

22.3.3.2 Se puede usar la sección compuestas 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 preesforzados y con la ecuación (22.4.2.3) para miembros preesforzados. El valor de f_y debe limitarse a un máximo de 550 MPa.

COMENTARIO

R22.3.2.2 La longitud de adherencia de torones de refuerzo preesforzado no tensionado (Salmons and McCrate 1977, PCA 1980) debe ser suficiente para desarrollar el esfuerzo congruente con el análisis de la compatibilidad de deformaciones unitarias en la sección crítica.

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.

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. El valor de f_y se limita a 550 MPa debido a que la capacidad a compresión del concreto seguramente se alcanzará antes de que este esfuerzo se exceda. Los requisitos de refuerzo transversal para columnas no son aplicables a miembros de cimentaciones profundas. En el Capítulo 13 se presentan los requisitos de detallado de estos miembros.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

Tabla 22.4.2.1 — Resistencia axial máxima

Miembro	Refuerzo transversal	$P_{n,\max}$	
No preesforzado	Estribos que cumplen con 22.4.2.4	$0.80P_o$	(a)
	Espirales que cumplen con 22.4.2.5	$0.85P_o$	(b)
Preesforzado	Estribos	$0.80P_o$	(c)
	Espirales	$0.85P_o$	(d)
Miembros de cimentaciones profundas	Estribos de acuerdo con el Capítulo 13	$0.80P_o$	(e)

22.4.2.2 Para miembros no preesforzados, P_o debe calcularse usando:

$$P_o = 0.85f'_c\left(A_g - A_{st}\right) + f_y A_{st} \qquad (22.4.2.2)$$

donde A_{st} es el área total del refuerzo longitudinal no preesforzado.

22.4.2.3 Para miembros preesforzados, P_o debe calcularse como:

$$P_o = 0.85f'_c\left(A_g - A_{st} - A_{pd}\right) + f_y A_{st} - \left(f_{se} - 0.003E_p\right)A_{pt} \qquad (22.4.2.3)$$

donde A_{pt} es el área total del refuerzo preesforzado, A_{pd} es el área total ocupada por el ducto, revestimiento y el refuerzo preesforzado, 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 estribos 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 preesforzados, compuestos o preesforzados, P_{nt}, no debe tomarse mayor que $P_{nt,\max}$ calculado por medio de:

$$P_{nt,\max} = f_y A_{st} + \left(f_{se} + \Delta f_p\right)A_{pt} \qquad (22.4.3.1)$$

donde $(f_{se} + \Delta f_p)$ no debe exceder f_{py} y A_{pt} es cero para miembros no preesforzados.

COMENTARIO

R22.4.2.3 La ecuación (22.4.2.3) considera los efectos del preesforzado 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 preesforzado 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 refuerzo de preesforzado. Se incluye un tercer término para tener en cuenta la reducción de la capacidad de la columna debida a la fuerza de preesforzado. Al nivel de resistencia nominal, el esfuerzo en el refuerzo de preesforzado, 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

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:

$$V_n = V_c + V_s \qquad (22.5.1.1)$$

22.5.1.2 Las dimensiones de la sección transversal deben seleccionarse para cumplir con la ecuación (22.5.1.2).

$$V_u \le \phi\left(V_c + 0.66\sqrt{f'_c}b_w d\right) \qquad (22.5.1.2)$$

22.5.1.3 Para miembros no preesforzados, V_c se debe calcular de acuerdo con 22.5.5.

22.5.1.4 Para miembros preesforzados, V_c, V_{ci} y V_{cw} deben calcularse de acuerdo con 22.5.6 ó 22.5.7.

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 22.5.8.

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.

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 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.

Las ecuaciones para cortante en una dirección para concreto no preesforzado fueron modificadas en el Reglamento de 2019 con el objetivo principal de incluir el efecto de la altura de la sección del miembro, comúnmente denominado "efecto de tamaño" y los efectos de la cuantía de refuerzo longitudinal en la resistencia a cortante.

La resistencia al cortante proporcionada por el concreto, V_c, 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, efecto de espigo, 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 el método puntal-tensor en el diseño a cortante de cualquier miembro de concreto estructural o regiones con discontinuidades en un miembro.

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). El método puntal-tensor que se trata en el Capítulo 23 puede ser usado para diseñar miembros con aberturas.

R22.5.1.8 La consideración de tracción axial requiere criterio de ingeniería. La tracción axial frecuentemente ocurre debido a cambios volumétricos, pero puede ser tan baja que no cause efectos dañinos en el comportamiento de una estructura con juntas de expansión adecuadas y que cumpla con los requisitos de refuerzo longitudinal mínimo. Puede ser deseable

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

22.5.1.9 Al calcular V_c se puede considerar el efecto de la compresión inclinada por flexión en miembros de altura variable.

22.5.1.10 Se permite despreciar la interacción entre fuerzas cortantes actuando a lo largo de ejes ortogonales si se cumple con (a) o con (b).

(a) $$\frac{v_{u,x}}{\phi v_{n,x}} \leq 0.5 \qquad (22.5.1.10a)$$

(b) $$\frac{v_{u,y}}{\phi v_{n,y}} \leq 0.5 \qquad (22.5.1.10b)$$

22.5.1.11 Si $\frac{v_{u,x}}{\phi v_{n,x}} > 0.5$ y $\frac{v_{u,y}}{\phi v_{n,y}} > 0.5$ entonces debe cumplirse con la ecuación (22.5.1.11).

$$\frac{v_{u,x}}{\phi v_{n,x}} + \frac{v_{u,y}}{\phi v_{n,y}} \leq 1.5 \qquad (22.5.1.11)$$

22.5.2 *Suposiciones geométricas*

22.5.2.1 Para calcular V_c y V_s en miembros preesforzados, se debe considerar d como la distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo longitudinal preesforzado y no preesforzado, pero no hay necesidad de tomarla menor que $0.8h$.

22.5.2.2 Para calcular V_c y V_s se permite suponer (a) hasta (c).

(a) d igual a 0.8 veces el diámetro para secciones circulares.
(b) b_w igual al diámetro para secciones circulares sólidas.
(c) b_w igual a dos veces el espesor de la pared para secciones circulares huecas

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 8.3 MPa, excepto en lo permitido en 22.5.3.2.

COMENTARIO

diseñar el refuerzo de cortante para resistir el cortante total si hay incertidumbre acerca de la magnitud de la tracción axial.

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.

R22.5.1.10 y R22.5.1.11 Los miembros de concreto reforzado, tales como columnas y vigas, pueden verse sometidos a cortante biaxial. Para secciones circulares con refuerzo simétrico la resistencia a cortante en una dirección es la misma en cualquier eje. Por lo tanto, cuando la sección circular se somete a cortante a lo largo de dos ejes centroidales, la resistencia a cortante se puede evaluar con la resultante de cortante. No obstante, para secciones rectangulares u otras secciones, no es práctico calcular la resistencia nominal a cortante en una dirección en la dirección de la resultante. Resultados analíticos y experimentales de columnas han indicado que para fuerza cortante biaxial la resistencia a cortante sigue un diagrama de interacción elíptico que requiere el cálculo de la resistencia nominal a cortante en una dirección en cada una de las dos direcciones principales ortogonales (Umehara and Jirsa, 1984). Considerar el cortante a lo largo de cada eje centroidal independientemente puede no ser conservador. Por esto, la interacción lineal tiene en cuenta el cortante biaxial.

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 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 de preesforzado 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 (22.5.8.5.3) 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 70 MPa, el Reglamento impuso un valor máximo de 8.3 MPa 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

22.5.3.2 Se permite usar valores de $\sqrt{f_c'}$ mayores que 8.3 MPa al calcular V_c, V_{ci} y V_{cw} para vigas de concreto reforzado o preesforzado y viguetas de concreto con un refuerzo mínimo en el alma, de acuerdo con 9.6.3.4 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.

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.

COMENTARIO

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 0.35 MPa. 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 420 MPa se proporciona un control al ancho de las fisuras diagonales.

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 Reglamento no cubre vigas compuestas de concreto y acero estructural. Los requisitos de diseño para este tipo de miembros compuestos están cubietos en AISC 360.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

22.5.5 V_c *para miembros no preesforzados*

22.5.5.1 Para miembros no preesforzados, V_c debe calcularse según la Tabla 22.5.5.1 y 22.5.5.1.1 hasta 22.5.5.1.3.

Tabla 22.5.5.1 — V_c para miembros no preesforzados

Criterio	V_c		
$A_v \geq A_{v,min}$	Cualquiera de los dos	$\left(0.17\lambda\sqrt{f'_c}+\frac{N_u}{6A_g}\right)b_w d$	(a)
		$\left(0.66\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c}+\frac{N_u}{6A_g}\right)b_w d$	(b)
$A_v < A_{v,min}$	$\left(0.66\lambda_s\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c}+\frac{N_u}{6A_g}\right)b_w d$		(c)

Notas:
1. La carga axial, N_u, es positiva para compresión y negativa para tracción.
2. V_c no debe tomarse menor que cero.

22.5.5.1.1 V_c no debe tomarse mayor que $0.42\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$.

22.5.5.1.2 En la Tabla 22.5.5.1 el valor de $N_u/(6A_g)$ no debe tomarse mayor que $0.05\,f'_c$.

22.5.5.1.3 El factor de modificación por efecto de tamaño, λ_s, debe determinarse por medio de:

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{(1+0.004d)}} \leq 1.0 \qquad (22.5.5.1.3)$$

donde d está en mm.

22.5.6 V_c *para miembros preesforzados*

22.5.6.1 Esta sección aplica para calcular el V_c para miembros postensados y pretensados en regiones donde la fuerza efectiva en el refuerzo preesforzado es transferida por completo al concreto. Para regiones de miembros pretensados donde la fuerza efectiva en el refuerzo preesforzado no es transferida por completo al concreto, rigen las disposiciones de 22.5.7 para el cálculo de V_c.

COMENTARIO

R22.5.5 V_c *para miembros no preesforzados*

R22.5.5.1 Resultados de ensayos (Kuchma et al. 2019) de miembros no preesforzados sin refuerzo de cortante indican que la resistencia a cortante medida, atribuida al concreto, no aumenta en proporción directa con la altura del miembro. Este fenómeno se denomina como "efecto de tamaño". Por ejemplo, si la altura del miembro se duplica, el cortante a la falla para el miembro más alto puede ser menor que el doble del cortante a la falla de la viga menos alta (Sneed and Ramirez 2010). $A_{v,min}$ para vigas y losas en una dirección se define en 9.6.3.4.

Investigaciones (Angelakos et al. 2001; Lubell et al. 2004; Brown et al. 2006; Becker and Buettner 1985; Anderson 1978; Bazant et al. 2007) han mostrado que el esfuerzo cortante a la falla es menor en vigas con mayor altura y menor área de refuerzo longitudinal.

En la Tabla 22.5.5.1, para $A_v > A_{v,min}$ se puede utilizar cualquiera de las dos ecuaciones para V_c. La ecuación (a) se presenta como una opción más simple.

Cuando se calcule V_c de acuerdo con la Tabla 22.5.5.1, una carga axial de tracción puede causar que V_c tenga un valor negativo. En esos casos el Reglamento especifica que V_c debe tomarse igual a cero.

La columna de criterio de la Tabla 22.5.5.1 se refiere a $A_{v,min}$, el cual está definido en la Tabla 9.6.3.4 y en 10.6.2.2 y al cual se hace referencia en todo el Reglamento.

Cuando se utilizan las ecuaciones de la Tabla 22.5.5.1, el valor de A_s que se usa en el cálculo de ρ_w puede tomarse como la suma de las áreas de las barras longitudinales localizadas a más de dos tercios de la altura total del miembro alejada de la fibra extrema en compresión. Las definiciones para b_w y d para ser utilizadas en secciones circulares están dadas en 22.5.2.2.

R22.5.5.1.3 Los parámetros a utilizar en el factor de modificación por efecto de tamaño, λ_s, son congruentes con la teoría de mecánica de fractura para concreto reforzado (Bazant et al. 2007 and Frosch et al. 2017).

22.5.6 V_c *para miembros preesforzados*

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

22.5.6.2 Para miembros preesforzados a flexión que cumplan con $A_{ps}f_{se} \geq 0.4\left(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y\right)$, V_c debe ser calculado de acuerdo con la Tabla 22.5.6.2, pero no debe ser menor que $0.17\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$. En forma alternativa, se permite determinar V_c de acuerdo con 22.5.6.3.

Tabla 22.5.6.2 — Método aproximado para calcular V_c

V_c		
El menor de (a), (b) y (c):	$\left(0.05\lambda\sqrt{f'_c} + 4.8\dfrac{V_u d_p}{M_u}\right)b_w d$ [1],[2]	(a)
	$\left(0.05\lambda\sqrt{f'_c} + 4.8\right)b_w d$	(b)
	$0.42\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$	(c)

[1] M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

[2] Cuando se calcule el término $V_u d_p / M_u$ en la ecuación (22.5.6.2(a), d_p es la distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo preesforzado. No se permite tomar d_p como 0.80 h como en 22.5.2.1.

22.5.6.3 Para miembros preesforzados, se permite tomar V_c como el menor entre V_{ci} calculado de acuerdo con 22.5.6.3.1 y V_{cw} calculado de acuerdo con 22.5.6.3.2 ó 22.5.6.3.3.

COMENTARIO

R22.5.6.2 Estos requisitos presentan un método simplificado para calcular V_c en vigas de concreto preesforzado (MacGregor and Hanson 1969). Estos requisitos pueden aplicarse a vigas que tengan refuerzo preesforzado únicamente o a miembros reforzados con una combinación de refuerzo preesforzado y refuerzo no preesforzado. La expresión (a) de la Tabla 22.5.6.2 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 (R22.5.6.2)

$$\frac{V_u d_p}{M_u} = \frac{d_p(\ell - 2x)}{x(\ell - x)} \qquad \text{(R22.5.6.2)}$$

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 35 MPa, V_c de 22.5.6.2 varía tal como se muestra en la Fig. R22.5.6.2. En la ASCE Joint Committee (1940) se presentan ayudas de diseño basadas en esta ecuación.

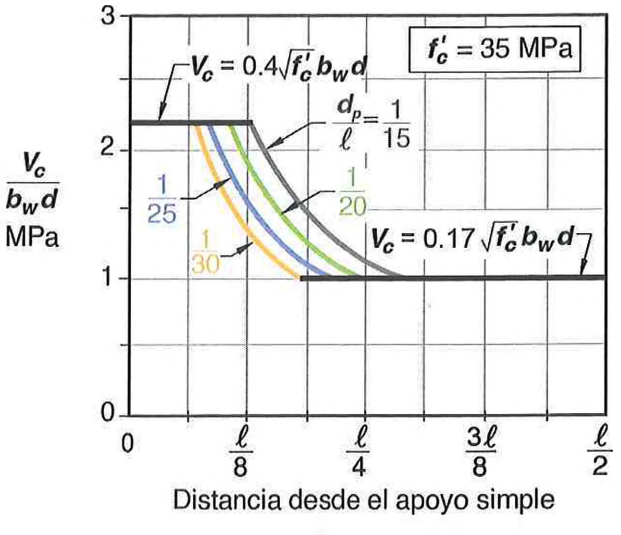


Fig. R22.5.6.2 — Aplicación de la Tabla 22.5.6.2 a miembros preesforzados cargados uniformemente y con f'_c igual a 35 MPa.

R22.5.6.3 Dos tipos de fisuración inclinada se presentan en vigas de concreto: fisuración por cortante en el alma y fisuración de flexión-cortante. Estos dos tipos de fisuración inclinada se ilustran en la Fig. R22.5.6.3.

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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

22.5.6.3.1 La resistencia a flexión-cortante, V_{ci}, debe calcularse de acuerdo con (a) pero no debe tomarse menor que (b) o (c):

(a) $$V_{ci} = 0.05\lambda\sqrt{f'_c}b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{\max}} \qquad (22.5.6.3.1a)$$

(b) Para miembros con $A_{ps}f_{se} < 0.4\left(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y\right)$

$$V_{ci} = 0.14\lambda\sqrt{f'_c}b_w d \qquad (22.5.6.3.1b)$$

(c) Para miembros con $A_{ps}f_{se} \geq 0.4\left(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y\right)$

$$V_{ci} = 0.17\lambda\sqrt{f'_c}b_w d \qquad (22.5.6.3.1c)$$

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 bajo consideración, y M_{cre} se debe calcular como:

$$M_{cre} = \left(\frac{I}{y_t}\right)\left(0.5\lambda\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d\right) \qquad (22.5.6.3.1d)$$

COMENTARIO

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 (22.5.6.3.1a) y (22.5.6.3.2) se resume en ACI Committee 318 (1965).

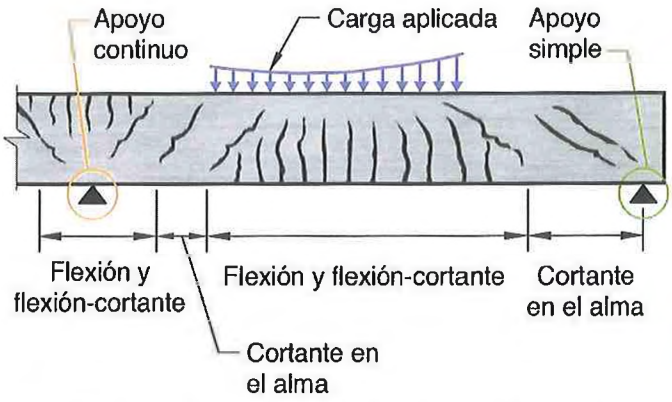


Fig. R22.5.6.3. — Tipos de fisuración en vigas de concreto.

R22.5.6.3.1 Al derivar la ecuación (22.5.6.3.1a) 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:

$$V = \frac{V_i M_{cre}}{M_{\max}} \qquad (R22.5.6.3.1a)$$

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 (22.5.6.3.1a), 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:

$$V_i = V_u - V_d \qquad (R22.5.6.3.1b)$$

$$M_{\max} = M_u - M_d \qquad (R22.5.6.3.1c)$$

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).

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

22.5.6.3.2 La resistencia a cortante en el alma, V_{cw}, se debe calcular como:

$$V_{cw} = \left(0.29\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc}\right)b_w d_p + V_p \qquad (22.5.6.3.2)$$

donde no hay necesidad de tomar d_p menor de $0.80h$ y V_p es la componente vertical del preesforzado efectivo.

22.5.6.3.3 Como alternativa a 22.5.6.3.2, 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 $0.33\lambda\sqrt{f'_c}$ en la ubicación señalada en (a) o (b):

(a) Cuando el eje neutro de la sección transversal preesforzada 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 preesforzada se encuentra en el ala, el esfuerzo principal a tracción se debe calcular en la intersección del ala con el alma.

COMENTARIO

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 (22.5.6.3.1a) y la ecuación (22.5.6.3.1d) se reducen a:

$$V_{ci} = 0.05\lambda\sqrt{f'_c}b_w d + \frac{V_u M_{ct}}{M_u} \qquad (R22.5.6.3.1d)$$

donde

$$M_{ct} = \left(I/y_t\right)\left(0.5\lambda\sqrt{f'_c} + f_{pe}\right) \qquad (R22.5.6.3.1e)$$

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 (22.5.6.3.1a), en donde el momento de fisuración se debe a todas las cargas, excepto la carga muerta. En la ecuación (22.5.6.3.1a) 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 preesforzado efectivo hasta una tracción de $0.5\lambda\sqrt{f'_c}$, la cual se supone que ocasiona fisuración por flexión.

R22.5.6.3.2 La ecuación (22.5.6.3.2) 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 $0.33\lambda\sqrt{f'_c}$ en el eje neutro de la sección transversal. V_p se calcula a partir de la fuerza efectiva de preesforzado sin factores de carga.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

22.5.6.3.4 En miembros compuestos, el esfuerzo principal de tracción, se debe calcular en el sitio especificado en 22.5.6.3.3 para la sección compuesta, considerando la superposición de esfuerzos utilizando la sección transversal que resiste las cargas correspondientes.

COMENTARIO

R22.5.6.3.4 Generalmente, en construcción no apuntalada el esfuerzo principal de tracción debido a la carga muerta se causa antes de la acción compuesta y el esfuerzo principal de tracción debido a la carga viva se causa después de que la acción compuesta se desarrolla en el miembro. En construcción apuntalada los esfuerzos principales de tracción tanto para la carga muerta como para la carga viva se causan después que la acción compuesta se desarrolla.

22.5.7 V_c *para miembros pretensados en regiones de fuerza de preesforzado reducida*

22.5.7.1 Al calcular V_c la longitud de transferencia del refuerzo preesforzado, ℓ_{tr}, se debe suponer como $50d_b$ en torones y de $100d_b$ en alambres individuales.

22.5.7.2 Cuando la adherencia de los tendones se extienda hasta el extremo del miembro, la fuerza efectiva de preesforzado puede suponerse que varía linealmente desde cero en el extremo del acero de preesforzado hasta un máximo a una distancia ℓ_{tr} del extremo del acero de preesforzado.

22.5.7.3 En ubicaciones correspondientes a una fuerza efectiva de preesforzado reducido, de acuerdo con 22.5.7.2, el valor de V_c debe ser calculado de acuerdo con (a) hasta (c):

(a) Se debe usar la fuerza efectiva de preesforzado reducida para determinar la aplicabilidad de 22.5.6.2.
(b) Se debe usar la fuerza efectiva de preesforzado reducida para calcular V_{cw} en 22.5.6.3.
(c) El valor de V_c calculado usando 22.5.6.2 no debe exceder el valor de V_{cw} calculado usando la fuerza efectiva de preesforzado reducida.

22.5.7.4 En los tendones en los que la adherencia no se extienda hasta el extremo del miembro, se puede suponer que la fuerza de preesforzado efectivo varía linealmente desde cero en el punto en que comienza la adherencia, hasta un máximo a una distancia ℓ_{tr} desde este punto.

22.5.7.5 En ubicaciones correspondientes a una fuerza efectiva de preesforzado reducida, de acuerdo con 22.5.7.4, el valor de V_c debe ser calculado de acuerdo con (a) hasta (c):

(a) Se debe usar la fuerza efectiva de preesforzado reducida para determinar la aplicabilidad de 22.5.6.2.
(b) Se debe usar la fuerza efectiva de preesforzado reducida para calcular V_c de acuerdo con 22.5.6.3.
(c) El valor de V_c calculado usando 22.5.6.2 no debe exceder el valor de V_{cw} calculado usando la fuerza efectiva de preesforzado reducida.

R22.5.7 V_c *para miembros pretensados en regiones de fuerza de preesforzado reducida*

Debe tenerse en cuenta el efecto sobre la resistencia al cortante que produce el menor nivel de preesforzado cerca de los extremos de vigas pretensadas. Los requisitos de 22.5.7.2 y 22.5.7.3 se refieren a la resistencia a cortante de secciones dentro de la longitud de transferencia del refuerzo preesforzado, cuando la adherencia del refuerzo preesforzado se extiende hasta el extremo del miembro. Los requisitos de 22.5.7.4 y 22.5.7.5 están relacionados con la resistencia a cortante reducida en secciones ubicadas en la longitud dentro de la cual parte del refuerzo de preesforzado no está adherido al concreto, o dentro de la distancia de transferencia donde la adherencia del refuerzo preesforzado no se extiende hasta el extremo de la viga.

22.5.8 *Refuerzo para cortante en una dirección*

22.5.8 *Refuerzo para cortante en una dirección*

aci American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

22.5.8.1 En cada sección donde $V_u > \phi V_c$, debe colocarse refuerzo transversal de tal manera que se cumpla con la ecuación (22.5.8.1):

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c \qquad (22.5.8.1)$$

22.5.8.2 Para miembros en una dirección reforzados con refuerzo transversal, V_s debe calcularse de acuerdo con 22.5.8.5.

22.5.8.3 Para miembros en una dirección reforzados con barras longitudinales dobladas, V_s debe calcularse de acuerdo con 22.5.8.6.

22.5.8.4 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.

22.5.8.5 *Resistencia al cortante en una dirección proporcionada por refuerzo transversal*

22.5.8.5.1 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.

22.5.8.5.2 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.

22.5.8.5.3 El V_s para refuerzo a cortante que cumple con 22.5.8.5.1 se debe calcular como:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \qquad (22.5.8.5.3)$$

COMENTARIO

R22.5.8.2 Los requisitos de 22.5.8.5 se aplican a todos los tipos de refuerzo transversal, incluyendo estribos, estribos cerrados de confinamiento, ganchos suplementarios y espirales.

R22.5.8.5 *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. 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. El concreto se supone que contribuye a la capacidad a cortante debido a la resistencia a través de la zona de compresión del concreto, el entrabado de los agregados y el efecto de espigo en una cantidad equivalente a aquella que causó la fisuración inclinada.

Las ecuaciones (22.5.8.5.3), (22.5.8.5.4) y (22.5.8.6.2a) 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:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi f_{yt} d} \qquad (R22.5.8.5)$$

R22.5.8.5.2 Aunque se permiten estribos inclinados que atraviesen el plano de las eventuales fisuras de cortante, su utilización no es pertinente cuando la dirección del cortante neto se reversa debido a cambios en cargas transitorias.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

donde s es el paso de la espiral o el espaciamiento longitudinal del refuerzo a cortante y A_v se define en 22.5.8.5.5 ó 22.5.8.5.6.

22.5.8.5.4 El V_s para refuerzo al cortante que cumple con 22.5.8.5.2 se debe calcular como:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} (\operatorname{sen}\alpha + \cos\alpha) d}{s} \qquad (22.5.8.5.4)$$

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 22.5.8.5.5.

22.5.8.5.5 Para cada estribo rectangular, estribo cerrado de confinamiento o gancho suplementario, A_v debe tomarse como el área efectiva de las ramas de barra o alambre dentro del espaciamiento s.

22.5.8.5.6 Para cada estribo circular o espiral, A_v debe tomarse como dos veces el área de la barra dentro del espaciamiento s.

22.5.8.6 *Refuerzo para cortante en una dirección proporcionado por barras longitudinales dobladas*

22.5.8.6.1 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.

22.5.8.6.2 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) $V_s = A_v f_y \operatorname{sen}\alpha$ (22.5.8.6.2a)

(b) $V_s = 0.25\sqrt{f'_c} b_w d$ (22.5.8.6.2b)

donde α es el ángulo entre el refuerzo doblado y el eje longitudinal del miembro.

22.5.8.6.3 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 (22.5.8.5.4).

COMENTARIO

R22.5.8.5.4 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.

R22.5.8.5.6 A pesar de que el refuerzo transversal en una sección circular puede no tener ramas rectas, los ensayos indican que la ecuación (22.5.8.5.3) es conservadora si d se toma como se define en 22.5.2.2 (Faradji and Diaz de Cossio 1965; Khalifa and Collins 1981).

R22.5.8.6 *Refuerzo para cortante en una dirección proporcionado por barras longitudinales dobladas*

Para que sean efectivas, es esencial que la porción inclinada de las barras longitudinales 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.

aci American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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.

22.6.1.2 La resistencia nominal a cortante para miembros en dos direcciones sin refuerzo a cortante se debe calcular como:

$$v_n = v_c \qquad 22.6.1.2)$$

22.6.1.3 La resistencia nominal a cortante para miembros en dos direcciones con refuerzo a cortante se debe calcular como:

$$v_n = v_c + v_s \qquad (22.6.1.3)$$

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 como se define en 22.6.4.

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.

COMENTARIO

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 forma de estribos o pernos con cabeza para cortante. La demanda de cortante mayorado y la resistencia se calculan en términos de esfuerzo, permitiendo la superposición de los efectos del cortante directo y de la transferencia de momento.

Los requisitos de diseño para cabezas de cortante se han eliminado del Reglamento debido a que este tipo de refuerzo a cortante se utiliza muy poco en la práctica actual. Las cabezas de cortante pueden diseñarse siguiendo los requisitos de ACI 318-14.

R22.6.1 *Generalidades*

R22.6.1.4 El perímetro de la sección crítica b_o se define en 22.6.4.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

22.6.2.2 Para miembros preesforzados en dos direcciones, no hay necesidad de tomar d con un valor 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 8.3 MPa.

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 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 suponiendo 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

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 70 MPa, es prudente limitar $\sqrt{f'_c}$ a 8.3 MPa en los cálculos de resistencia al cortante.

R22.6.3.2 El límite superior de 420 MPa 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 definida en 22.6.4.1(a) para cortante en losas y zapatas 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 y zapatas, el área cargada incluye columnas, cargas concentradas y áreas de reacción. Se considera una sección crítica idealizada localizada a una distancia $d/2$ de la periferia del área cargada.

Para miembros de espesor uniforme sin refuerzo para cortante, es suficiente verificar el cortante utilizando una sección. Para losas con cambios en el espesor o con refuerzo a cortante es necesario verificar el cortante en varias secciones como se definen 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. R22.6.4.2a, 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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO **COMENTARIO**

punto donde ocurran variaciones del refuerzo a cortante, tales como cambios en su tamaño, espaciamiento o configuración.

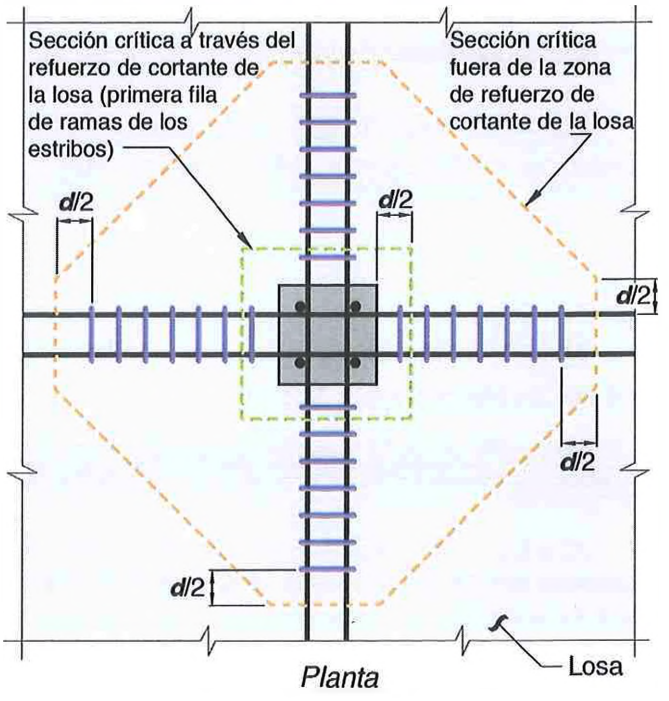


Fig. R22.6.4.2a — Secciones críticas para cortante en dos direcciones en losas con refuerzo a cortante en columnas interiores

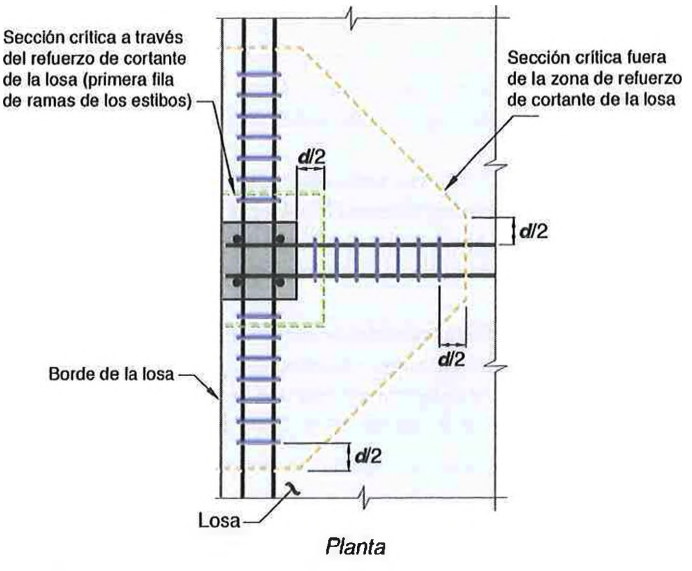


Fig. R22.6.4.2b — Secciones críticas para cortante en dos direcciones en losas con refuerzo a cortante en columnas de borde

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

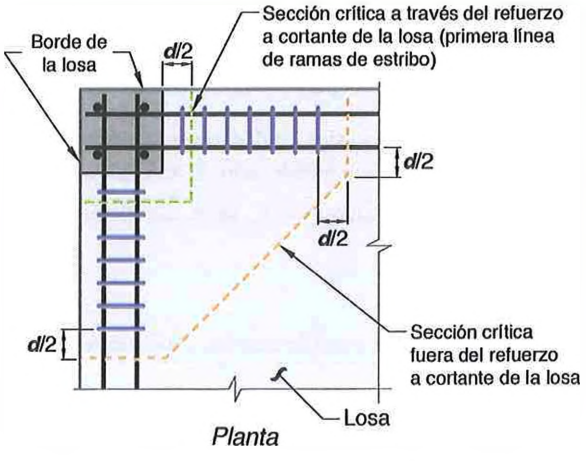
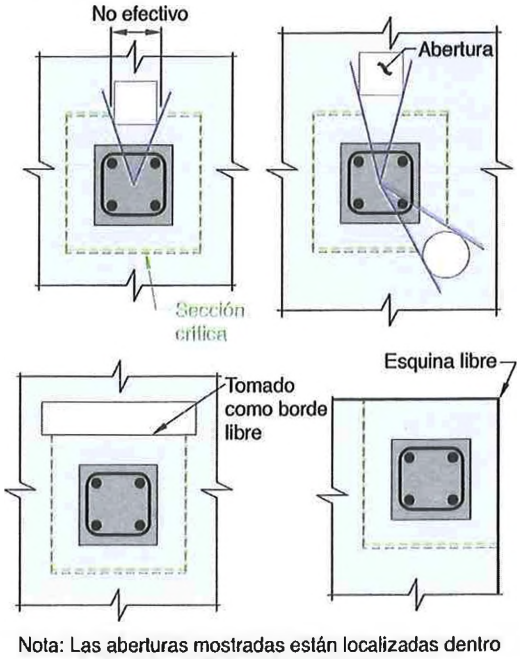


Fig. R22.6.4.2c — Secciones críticas para cortante en dos direcciones en losas con refuerzo a cortante en columnas de esquina

22.6.4.3 Cuando las aberturas de las losas están situadas a una distancia menor a $4h$ de la periferia de una columna, 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.

Investigaciones (Genikomsou and Polak 2017) han mostrado que cuando las aberturas están ubicadas a una distancia mayor de $4d$ de la periferia de una columna, la resistencia a cortante por punzonamiento es la misma que para una losa sin aberturas.



Nota: Las aberturas mostradas están localizadas dentro de $4h$ de la periferia de la columna.

Fig. R22.6.4.3 — Efecto de aberturas en la losa y bordes libres (las líneas discontinuas muestran el perímetro efectivo)

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

22.6.5 *Resistencia a cortante en dos direcciones contribuida por el concreto en miembros sin refuerzo a cortante*

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 — v_c para miembros en dos direcciones sin refuerzo para cortante

v_c		
El menor de (a), (b) y (c):	$0.33\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	(a)
	$0.17\left(1+\frac{2}{\beta}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	(b)
	$0.083\left(2+\frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	(c)

Notas:
[i] λ_s es el factor de efectos de tamaño dado en 22.5.5.1.3.
[ii] β es la relación del lado largo al lado corto de la sección de la columna, carga concentrada o área de reacción.
[iii] α_s está dada en 22.6.5.3.

COMENTARIO

R22.6.5 *Resistencia a cortante en dos direcciones contribuida por el concreto en miembros sin refuerzo a cortante*

R22.6.5.2 La evidencia experimental indica que la resistencia a cortante en dos direcciones medida en miembros sin refuerzo a cortante no aumenta en proporción directa con la altura del miembro. Este fenómeno se conoce como "efecto de tamaño". El factor de modificación λ_s tiene en cuenta la dependencia en la altura del miembro en la resistencia a cortante en dos direcciones en losas.

En losas en dos direcciones no preesforzadas sin una cantidad mínima de refuerzo a cortante y con d mayor que 250 mm, el efecto de tamaño especificado en 22.5.5.1.3 reduce la resistencia a cortante de losas en dos direcciones por debajo de $0.33\sqrt{f'_c}b_o d$ (Hawkins and Ospina 2017, and Dönmez and Bažant 2017).

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 $0.33\lambda_s\sqrt{f'_c}$. No obstante, ensayos (Joint ACI-ASCE Committee 426 1974) han indicado que el valor de $0.33\lambda_s\sqrt{f'_c}$ 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 $0.33\lambda_s\sqrt{f'_c}$ alrededor de las esquinas de una columna o un área cargada, hasta $0.17\lambda_s\sqrt{f'_c}$ 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 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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.

22.6.5.4 Para miembros preesforzados 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 preesforzado efectivo f_{pc} en cada dirección no es menor de 0.9 MPa.

22.6.5.5 Para miembros preesforzados en dos direcciones que cumplen con 22.6.5.4, se permite calcular v_c como el menor de (a) y (b):

$$\text{(a)}\ v_c = 0.29\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc} + \frac{V_p}{b_o d} \qquad (22.6.5.5a)$$

COMENTARIO

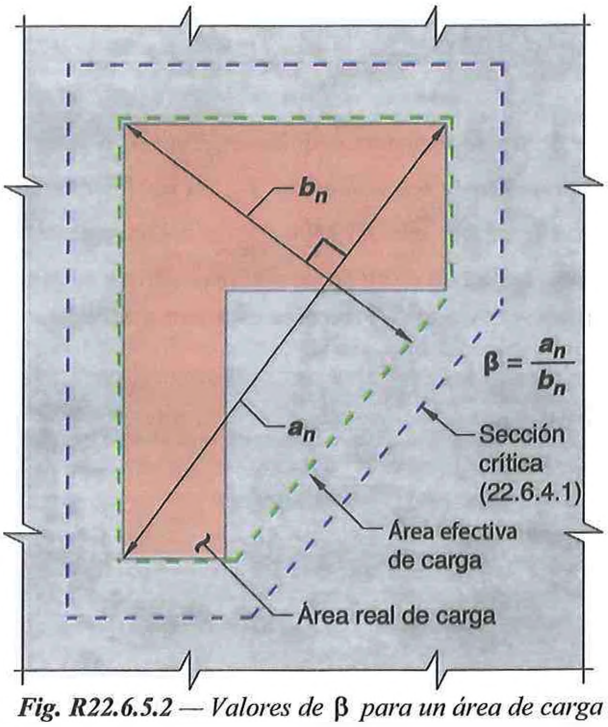


Fig. R22.6.5.2 — Valores de β para un área de carga no rectangular.

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 preesforzados en dos direcciones, se especifica una forma modificada de las expresiones (b) y (c) de la Tabla 22.6.5.2. Investigaciones en (ACI 423.3R) indican que la resistencia a cortante de losas preesforzadas 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 preesforzada calculado usando la expresión (b) de la Tabla 22.6.5.2. Consecuentemente, las expresiones en 22.6.5.5 difieren de las de losas no preesforzadas. Los valores para $\sqrt{f'_c}$ y f_{pc} están restringidos en diseño debido a los limitados datos de ensayos de que se dispone para valores más altos. Al calcular f_{pc}, debe tenerse en cuenta la pérdida de preesforzado debida a restricciones de la losa causadas por muros estructurales y otros miembros estructurales, los cuales deben tenerse en cuenta.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(b) $v_c = 0.083\left(1.5 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3 f_{pc} + \frac{V_p}{b_o d}$ (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 valores de f_{pc} en las dos direcciones y no debe ser mayor que 3.5 MPa, 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 5.8 MPa.

22.6.6 *Resistencia al cortante en dos direcciones contribuida por el concreto en miembros con refuerzo a cortante*

22.6.6.1 Para miembros en dos direcciones con refuerzo a cortante, el v_c en las secciones críticas debe calcularse de acuerdo con la Tabla 22.6.6.1.

COMENTARIO

R22.6.6 *Resistencia al cortante en dos direcciones contribuida por el concreto en miembros 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_n para las secciones críticas definidas en 22.6.4.1 se encuentran en la Tabla 22.6.6.3.

El valor máximo de v_c y el valor límite de v_n en la sección crítica más interna (definida en 22.6.4.1) son más altos cuando se proporcionan como refuerzo pernos con cabeza para cortante que cuando se proporcionan estribos (véase R8.7.7). 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.

R22.6.6.1 En losas en dos direcciones con estribos, el máximo valor de v_c se toma como $\mathbf{0.17}\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$ debido a que los estribos resisten todo el cortante por encima del que se presenta con la fisuras inclinadas, el cual ocurre aproximadamente a la mitad de la capacidad de la losa sin refuerzo de cortante [esto es: 0.5 x $\mathbf{0.33}\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$ = $\mathbf{0.17}\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$, (Hawkins 1974). El mayor valor de v_c para losas en dos direcciones con refuerzo de cortante de pernos con cabeza está basado en investigaciones (Elgabry and Ghali 1987).

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

Tabla 22.6.6.1 — v_c para miembros en dos direcciones con refuerzo a cortante

Tipo de refuerzo a cortante	Secciones críticas	v_c		
Estribos	Todas	$0.17\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$		(a)
Refuerzo de cortante de pernos con cabeza	De acuerdo con 22.6.4.1	Menor de (b), (c) y (d)	$0.25\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	(b)
			$0.17\left(1+\frac{2}{\beta}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	(c)
			$0.083\left(2+\frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	(d)
	De acuerdo con 22.6.4.2	$0.17\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$		(e)

Notas:

[i] λ_s es el factor de efectos de tamaño dado en 22.5.5.1.3.

[ii] β es la relación del lado largo al lado corto de la sección de la columna, carga concentrada o área de reacción.

[iii] α_s está dada en 22.6.5.3.

22.6.6.2 Se permite tomar λ_s como 1.0 si se cumple con (a) o (b):

(a) Los estribos se diseñan y detallan de acuerdo con 8.7.6 y $A_v/s \geq 0.17\sqrt{f'_c}b_o/f_{yt}$.

(b) Los pernos con cabeza lisos de refuerzo para cortante con el fuste del perno que no excede 250 mm se diseñan y detallan de acuerdo con 8.7.7 y $A_v/s \geq 0.17\sqrt{f'_c}b_o/f_{yt}$.

22.6.6.3 Para miembros en dos direcciones con refuerzo a cortante, la altura efectiva debe seleccionarse de tal manera que

COMENTARIO

R22.6.6.2 El efecto de tamaño en losas con d > 250 mm puede mitigarse si se coloca una cantidad mínima de refuerzo a cortante. La efectividad de los pernos con cabeza de refuerzo para cortante comunes (lisos) para que efectivamente mitiguen el efecto de tamaño en la resistencia a cortante en dos direcciones en losas puede no ser efectiva si se utilizan pernos de longitud mayor de 250 mm. Hasta tanto se disponga de evidencia experimental, no está permitido utilizar λ_s igual a 1.0 para losas con d > 250 mm sin haber colocado refuerzo de pernos con cabeza para cortante cuya longitud no excede 250 mm. Apilando los pernos con cabeza uno encima del otro, como se muestra en la Fig. R22.6.6.2, introduce una cabeza intermedia que contribuye a anclar el perno así apilado.

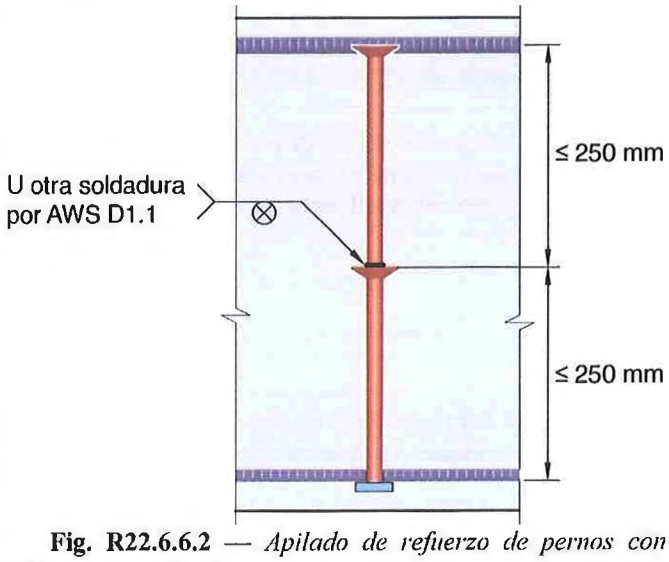


Fig. R22.6.6.2 — *Apilado de refuerzo de pernos con cabeza para cortante*

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

los valores de v_u calculados en las secciones críticas no deben exceder los valores de la Tabla 22.6.6.3.

Tabla 22.6.6.3 — 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	
Estribos	$\phi 0.5\sqrt{f'_c}$	(a)
Perno con cabeza para cortante	$\phi 0.66\sqrt{f'_c}$	(b)

22.6.7 *Resistencia a cortante en dos direcciones contribuida por estribos con una o varias ramas*

22.6.7.1 Se permite emplear refuerzo a cortante consistente en estribos 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 150 mm.
(b) d es al menos igual a $16d_b$, donde d_b es el diámetro de los estribos.

22.6.7.2 Para miembros en dos direcciones con estribos, v_s debe calcularse como:

$$v_s = \frac{A_v f_{yt}}{b_o s} \qquad (22.6.7.2)$$

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 contribuida 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:

$$v_s = \frac{A_v f_{yt}}{b_o s} \qquad (22.6.8.2)$$

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

COMENTARIO

R22.6.7 *Resistencia a cortante en dos direcciones contribuida por estribos 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.

R22.6.8 *Resistencia a cortante en dos direcciones contribuida 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 las figuras R22.6.4.2a, R22.6.4.2b y R22.6.4.2c). Las ecuaciones para calcular los esfuerzos cortantes en estas secciones se dan en ACI 421.1R.

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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

de las líneas periféricas de pernos con cabeza medido en dirección perpendicular a la cara de la columna.

22.6.8.3 Cuando se utilicen pernos con cabeza para cortante, A_v/s debe cumplir con:

$$\frac{A_v}{s} \geq 0.17\sqrt{f'_c}\frac{b_o}{f_{yt}} \qquad (22.6.8.3)$$

22.7 — Resistencia a torsión

COMENTARIO

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.

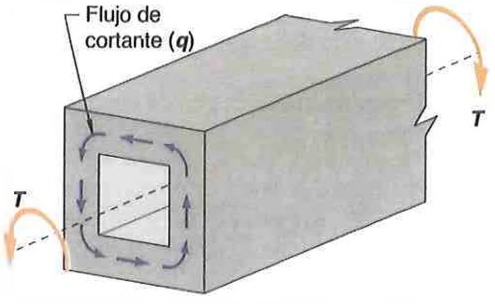
En un tubo cerrado de pared delgada, el producto del esfuerzo cortante τ debido a torsión y del espesor de la pared t en cualquier punto del perímetro se conoce como flujo de cortante, $q = \tau t$. El flujo de cortante q debido a la torsión actúa según se muestra en la Fig. R22.7(a) y es constante en 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 sombreada 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).

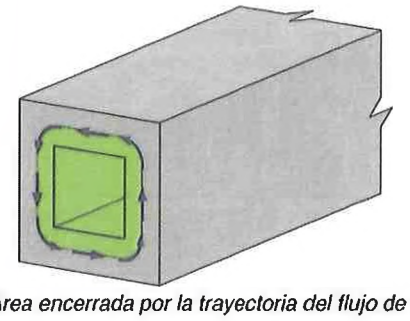
American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

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.

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.

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 8.3 MPa.

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.

R22.7.2 *Límites a la resistencia de los materiales*

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 70 MPa, el Reglamento impuso un valor máximo de 8.3 MPa a $\sqrt{f'_c}$ 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 420 MPa proporciona un control sobre el ancho de la fisura diagonal.

22.7.3 *Momento torsional mayorado*

22.7.3.1 Si $T_u \geq \phi T_{cr}$ y se requiere de T_u para mantener el equilibrio, el miembro debe diseñarse para resistir T_u.

R22.7.3 *Momento torsional mayorado*

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

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

En el diseño a torsión de estructuras de concreto reforzado se pueden identificar dos condiciones (Collins and Lampert 1973; Hsu and Burton 1974):

(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. R22.7.3a, debe colocarse refuerzo a torsión para resistir todo el momento torsional 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. R22.7.3b, 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 momento torsional esencialmente constante, lo que genera una gran redistribución de fuerzas en la estructura (Collins and Lampert 1973; Hsu and Burton 1974). El momento torsional de fisuración bajo una combinación de cortante, momento y torsión corresponde a un esfuerzo principal de tracción ligeramente inferior al valor de $0.33\lambda\sqrt{f'_c}$ utilizado en R22.7.5.

Cuando el momento torsional excede el momento torsional de fisuración (22.7.3.2), se puede suponer que se ha producido un momento torsional mayorado máximo igual al momento torsional 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 momentos torsionales ubicados 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

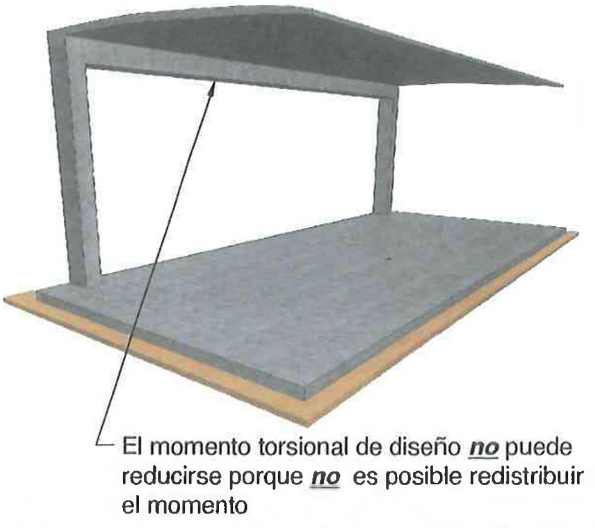


Fig. R22.7.3a *— Torsión de equilibrio, el momento torsional de diseño no puede ser reducido (22.7.3.1).*

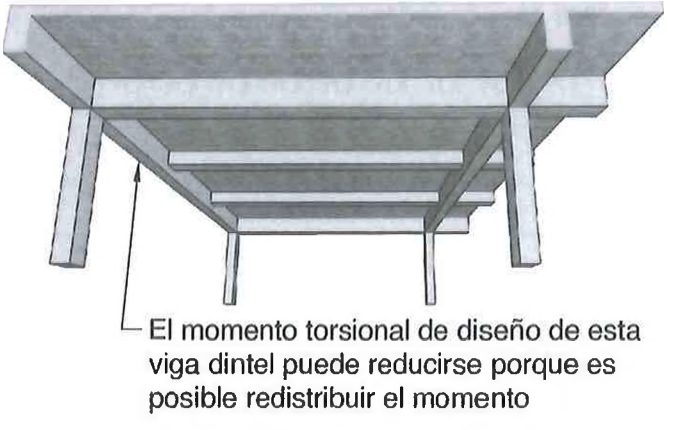


Fig. R22.7.3b *— Torsión de compatibilidad, el momento torsional de diseño puede ser reducido (22.7.3.2).*

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 tracción.

Tabla 22.7.4.1(a) — Umbral de torsión para secciones transversales sólidas

Tipo de miembro	T_{th}	
Miembros no preesforzados	$0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)$	(a)
Miembros preesforzados	$0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{f_{pc}}{0.33\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(b)
Miembros no preesforzados sometidos a fuerza axial	$0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{0.33A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(c)

R22.7.4 *Umbral de torsión*

El umbral de torsión se define como un cuarto del torque de fisuración, T_{cr}. Para secciones de miembros sólidos, 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, la cual 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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

Tabla 22.7.4.1(b) — Umbral de torsión para secciones transversales huecas

Tipo de miembro	T_{th}	
Miembros no preesforzados	$0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{p_{cp}}\right)$	(a)
Miembros preesforzados	$0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{f_{pc}}{0.33\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(b)
Miembros no preesforzados sometidos a fuerza axial	$0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{0.33A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(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 tracción.

Tabla 22.7.5.1 — Torsión de fisuración

Tipo de miembro	T_{cr}	
Miembros no preesforzados	$0.33\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)$	(a)
Miembros preesforzados	$0.33\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{f_{pc}}{0.33\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(b)
Miembros no preesforzados sometidos a fuerza axial	$0.33\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{0.33A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(c)

COMENTARIO

con grandes vacíos. Para una interacción lineal, un momento torsional T_{th} provoca una reducción en el cortante por fisuración inclinada de alrededor del 25 por ciento, que se estimó significativa. Por lo tanto, las expresiones para T_{th} para las secciones sólidas fueron multiplicadas por el factor $\left(A_g/A_{cp}\right)^2$ para desarrollar las expresiones para secciones huecas. Ensayos de vigas sólidas y huecas (Hsu 1968) indican que el momento torsional de fisuración de una sección hueca es aproximadamente $\left(A_g/A_{cp}\right)$ veces el momento torsional de fisuración de una sección sólida con las mismas dimensiones externas. El multiplicador adicional de $\left(A_g/A_{cp}\right)$ 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 principal de tracción alcanza el valor $0.33\lambda\sqrt{f'_c}$. El esfuerzo en la fisuración $0.33\lambda\sqrt{f'_c}$ se ha tomado intencionalmente como una frontera inferior. En una viga no preesforzada, 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 $0.33\lambda\sqrt{f'_c}$, dejando el momento torsional de fisuración T_{cr} como está definido en la expresión (a) de la Tabla 22.7.5.1.

En miembros preesforzados, la carga de fisuración por torsión se incrementa por el preesforzado 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 momento torsional requerido para producir un esfuerzo principal de tracción igual a $0.33\lambda\sqrt{f'_c}$ es $\sqrt{1+f_{pc}/\left(0.33\lambda\sqrt{f'_c}\right)}$ veces el momento torsional de fisuración correspondiente a una viga no preesforzada. 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

aci American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

en los cálculos de T_{th} para las secciones huecas en 22.7.4.1 no se aplica aquí. Así, el momento torsional después de la redistribución es mayor y, en consecuencia, más conservador.

22.7.6 *Resistencia a torsión*

R22.7.6 *Resistencia a torsión*

La resistencia a torsión de diseño ϕT_n debe ser igual o mayor que la torsión T_u debida a las cargas mayoradas. Para el cálculo de T_n, se supone que toda la torsión es resistida 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.

22.7.6.1 Para miembros preesforzados y no preesforzados, T_n debe ser el menor de (a) y (b):

$$\text{(a)}\ T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s}\cot\theta \qquad (22.7.6.1a)$$

$$\text{(b)}\ T_n = \frac{2A_o A_\ell f_y}{p_h}\tan\theta \qquad (22.7.6.1b)$$

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 de la línea central del estribo cerrado colocado más afuera en la sección.

R22.7.6.1 La ecuación (22.7.6.1a) está basada en la analogía de la cercha espacial mostrada en la Fig. R22.7.6.1a 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}, correspondiendo al área encerrada por el eje del refuerzo transversal más 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. R22.7.6.1a.

Tal como lo muestra la Fig. R22.7.6.1b, en una pared dada del tubo, el flujo de cortante V_i es resistido por una componente de compresión diagonal, $D_i = V_i/\text{sen}\,\theta$, en el concreto. Se necesita de una fuerza axial de tracción, $N_i = V_i\left(\cot\theta\right)$ 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

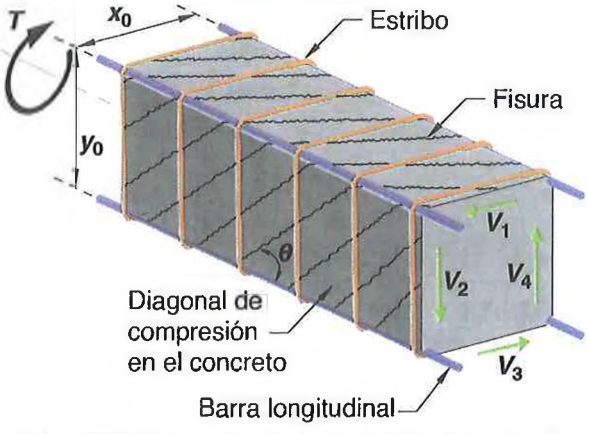


Fig. R22.7.6.1a — Analogía de la cercha espacial.

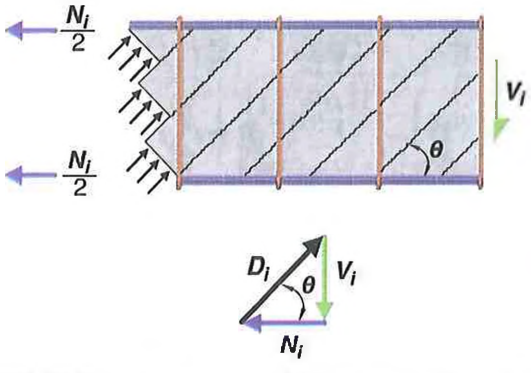


Fig. R22.7.6.1b — Descomposición de la fuerza cortante V_i en una fuerza de compresión D_i y una fuerza de tracción axial N_i en una de las paredes del tubo.

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, L, o circulares, A_{oh} se toma como el área encerrada por el refuerzo transversal más exterior.

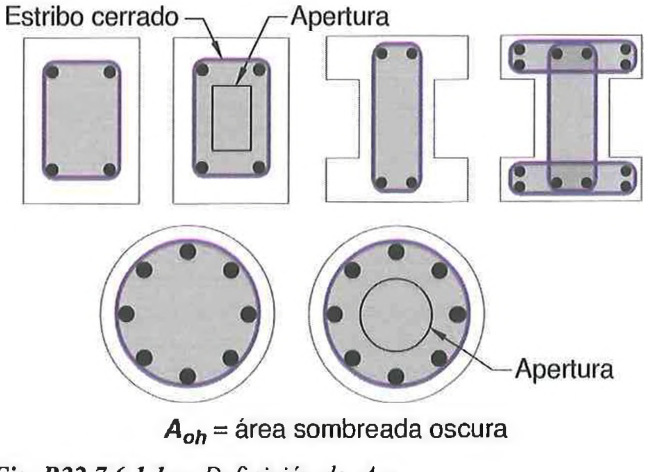


Fig. R22.7.6.1.1 — Definición de A_{oh}.

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):

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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(a) 45 grados en miembros no preesforzados o miembros con $A_{ps}f_{se} < 0.4\left(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y\right)$.

(b) 37.5 grados para miembros preesforzados con $A_{ps}f_{se} \geq 0.4\left(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y\right)$

COMENTARIO

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*

22.7.7.1 Las dimensiones de la sección transversal deben ser tales que se cumpla con (a) o (b):

(a) en secciones sólidas:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi\left(\frac{V_c}{b_w d} + 0.66\sqrt{f_c'}\right) \quad (22.7.7.1a)$$

(b) en secciones huecas:

$$\left(\frac{V_u}{b_w d}\right) + \left(\frac{T_u p_h}{1.7A_{oh}^2}\right) \leq \phi\left(\frac{V_c}{b_w d} + 0.66\sqrt{f_c'}\right) \quad (22.7.7.1b)$$

R22.7.7 *Límites para secciones transversales*

R22.7.7.1 El tamaño de una sección transversal se limita por dos razones, primero para reducir la fisuración excesiva y segundo para minimizar el potencial 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 $0.66\sqrt{f_c'}$, 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 preesforzado y no preesforzado. 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.

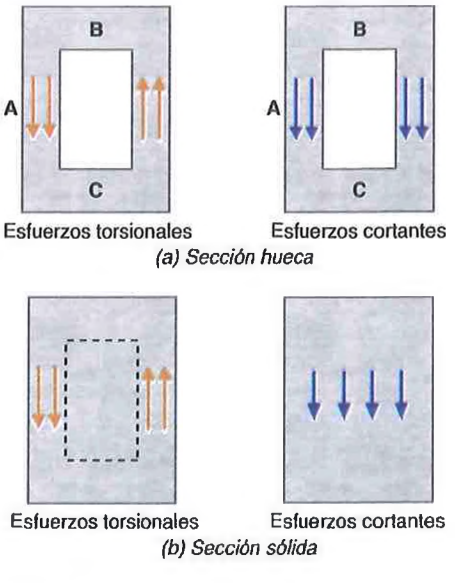


***Fig. R22.7.7.1** — Adición de los esfuerzos cortantes y torsionales.*

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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 $0.8h$.

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 $T_u p_h / \left(1.7 A_{oh}^2\right)$ en la ecuación (22.7.7.1b) debe ser tomado como $T_u / \left(1.7 A_{oh} t\right)$, donde t es el espesor de la pared de la sección hueca en la ubicación donde se están verificando los esfuerzos.

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.

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:

$$\phi B_n \geq B_u \qquad (22.8.3.1)$$

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

COMENTARIO

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.

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 usualmente despreciables.

R22.8 — Aplastamiento

R22.8.1 *Generalidades*

R22.8.1.2 Debido a que las zonas de anclaje de postensado en general se diseñan de acuerdo con 25.9, las disposiciones en 22.8 para resistencia al aplastamiento no son aplicables.

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

acl American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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)	$\sqrt{A_2/A_1}\left(0.85f'_cA_1\right)$	(a)
		$2\left(0.85f'_cA_1\right)$	(b)
Otros casos	$0.85f'_cA_1$		(c)

COMENTARIO

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 espigos de cortante.

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 confinamiento, o ambos. En *PCI Design Handbook* se dan pautas para concreto preesforzado y prefabricado (PCI MNL 120).

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

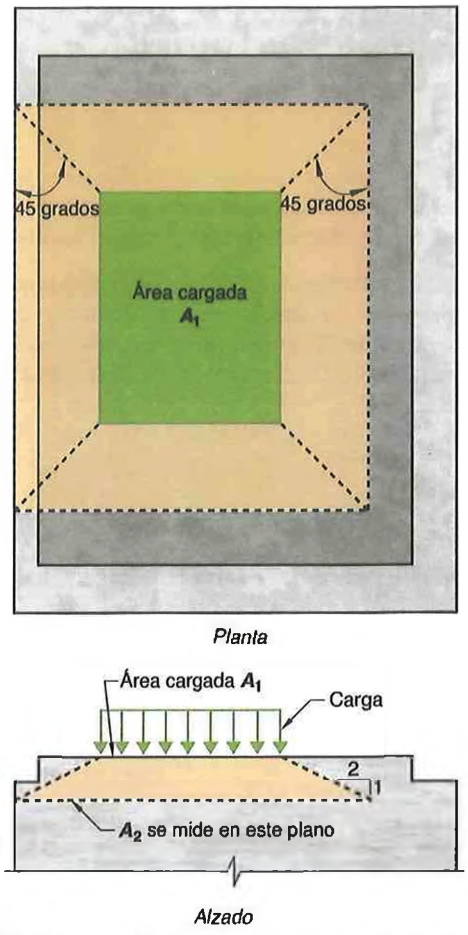


Fig. R22.8.3.2 — Aplicación del tronco de pirámide para determinar A_2 en apoyos escalonados o inclinados.

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 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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

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 de 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.

22.9.2 *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:

$$\phi V_n \geq V_u \qquad (22.9.3.1)$$

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:

$$V_n = \mu A_{vf} f_y \qquad (22.9.4.2)$$

COMENTARIO

aplicado siendo resistido por la fricción entre los resaltes 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. Las 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 estimativos 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:

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi f_y \mu} \qquad (R22.9.4.2)$$

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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 monolíticamente	1.4λ	(a)
Concreto colocado contra concreto endurecido que está limpio, libre de lechada, e intencionalmente rugoso con una amplitud total de aproximadamente 6 mm	1.0λ	(b)
Concreto colocado contra concreto endurecido que está limpio, libre de lechada, y que no se hizo intencionalmente rugoso	0.6λ	(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.	0.7λ	(d)

[1] λ = 1.0 para concreto de peso normal. Para concreto liviano, λ se debe calcular 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:

$$V_n = A_{vf} f_y (\mu \operatorname{sen}\alpha + \cos\alpha) \qquad (22.9.4.3)$$

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

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 espigo 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 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. R22.9.4.3a 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. R22.9.4.3a.

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. R22.9.4.3b, el procedimiento de cortante por fricción no es aplicable ($V_n = 0$).

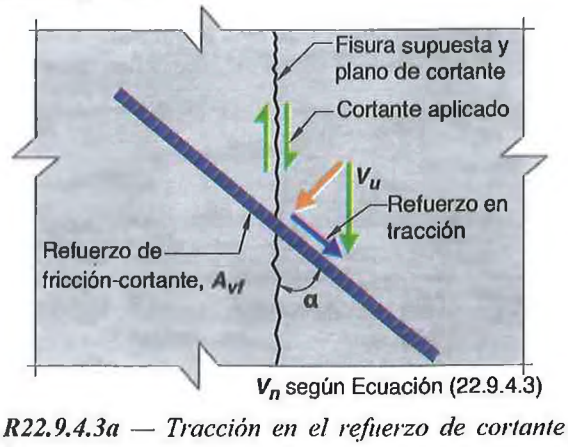


Fig. R22.9.4.3a — Tracción en el refuerzo de cortante por fricción

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

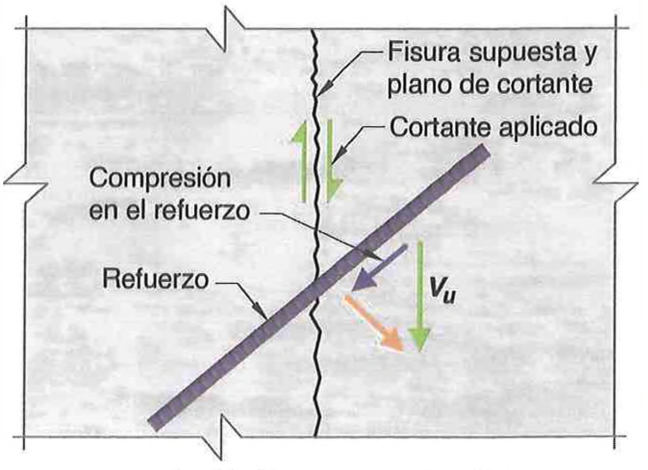


Fig. R22.9.4.3b — Compresión en el refuerzo de cortante por fricción

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.

Tabla 22.9.4.4. — V_n máximo a través del plano de cortante supuesto

Condición	Máximo V_n		
Concreto de peso normal construido monolíticamente o colocado contra concreto endurecido e intencionalmente rugoso con una amplitud total de aproximadamente 6 mm.	El menor de (a), (b), y (c)	$0.2f'_cA_c$	(a)
		$(3.3+0.08f'_c)A_c$	(b)
		$11A_c$	(c)
Otros casos	El menor de (d) y (e)	$0.2f'_cA_c$	(d)
		$5.5A_c$	(e)

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).

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 puede 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).

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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 f_y a ambos lados del plano de cortante.

COMENTARIO

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 espigos roscados en insertos con rosca. Las limitaciones de espacio muchas veces obligan 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

NOTAS:

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO COMENTARIO

CAPÍTULO 23 — MÉTODO 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.

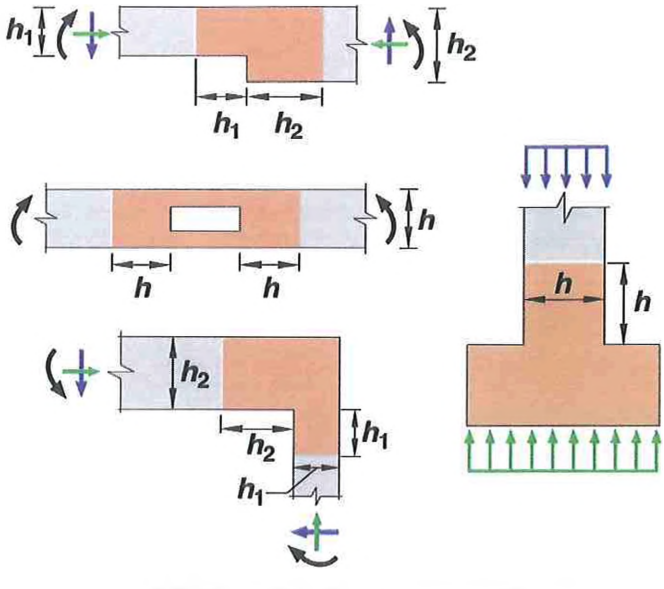
23.1.2 Cualquier miembro de concreto estructural, o región de discontinuidad en el miembro, se puede diseñar modelando el miembro o región como una cercha idealizada de acuerdo con los requisitos de este capítulo.

R23.1 — 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 puntales y tensores conectados en los nodos.

La cercha idealizada especificada en 23.2.1, que conforma la base del método de puntal-tensor, no se desarrolló para ser utilizada en cercas como tales debido a los efectos secundarios, como momentos, que no se incluyen en el modelo.

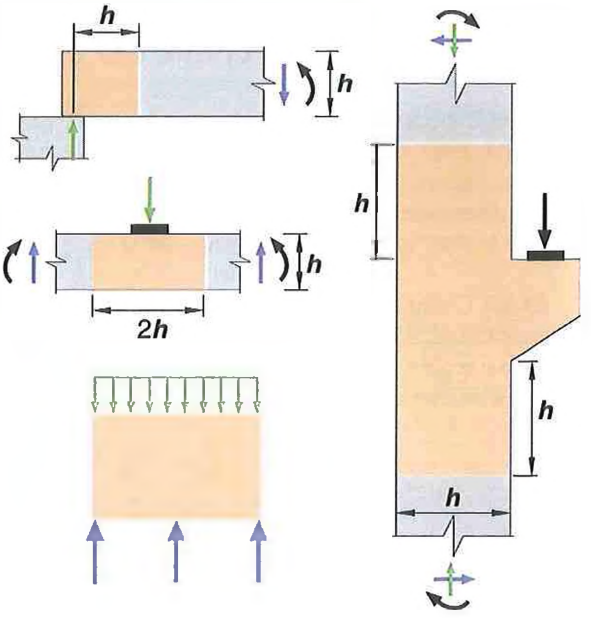


(a) Discontinuidades geométricas

Fig. R23.1(a) — Regiones-D y discontinuidades

REGLAMENTO

COMENTARIO



(b) Discontinuidades geométricas y de carga

***Fig. R23.1(b)** — Regiones-D y discontinuidades*

23.2 — Generalidades

23.2.1 Los modelos puntal-tensor deben consistir en puntales y tensores conectados en zonas nodales para formar una cercha idealizada en dos o tres dimensiones.

R23.2 — Generalidades

R23.2.1 En la cercha idealizada, los puntales son los elementos a compresión, los tensores son los elementos a tracción y los nodos son las uniones de la cercha. Las cargas uniformemente distribuidas se idealizan como una serie de cargas concentradas aplicadas en los nodos. De igual forma, el refuerzo distribuido generalmente se idealiza como unidades de tensores representando grupos de barras o alambres individuales. 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 por el método de 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

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 tensores. 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.

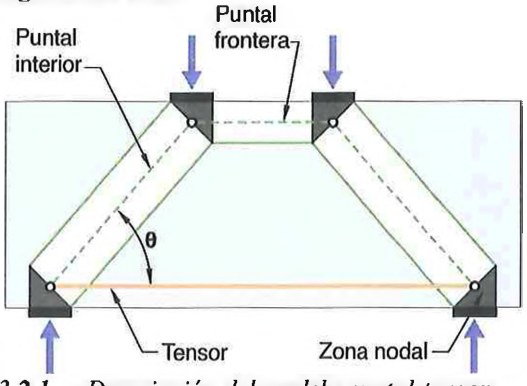


Fig. 23.2.1 — Descripción del modelo puntal-tensor

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, típicamente en el plano del modelo, y espesores, típicamente en la dimensión fuera del plano de la estructura, 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.

Si más de tres fuerzas actúan en una zona nodal, en un modelo puntal-tensor bidimensional, como se aprecia en la Fig. R23.2.2b, 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 en D.

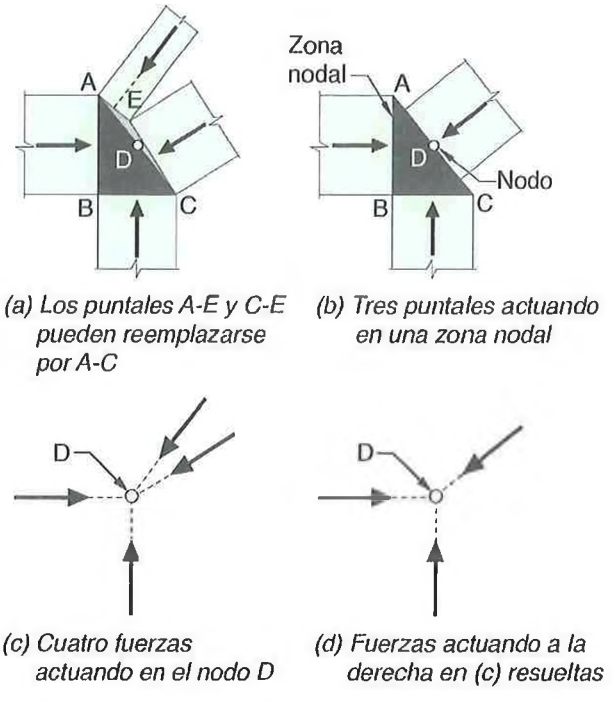
Alternativamente, el modelo puntal-tensor puede ser analizado suponiendo que las fuerzas de los puntales actúan a través del nodo en D, como se muestra en la Fig. R23.2.2(c). En este caso, las fuerzas en los dos puntales del lado derecho del nodo D pueden ser resueltas en una sola fuerza que actúe a través del punto D, como se aprecia en la Fig. R23.2.2(d).

Si el ancho del apoyo en la dirección perpendicular al miembro es menor que el ancho del miembro, 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO



(a) Los puntales A-E y C-E pueden reemplazarse por A-C

(b) Tres puntales actuando en una zona nodal

(c) Cuatro fuerzas actuando en el nodo D

(d) Fuerzas actuando a la derecha en (c) resueltas

***Fig. R23.2.2** — Resolución de las fuerzas en una zona nodal*

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 resultados de un análisis por el método de puntal-tensor representan la frontera inferior de los estados límites de resistencia. La sección 23.5.1 requiere refuerzo distribuido en las Regiones D diseñadas por medio de este capítulo, a menos que los puntales estén restringidos lateralmente. El uso de refuerzo distribuido para Regiones-D mejora el desempeño en funcionamiento. 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 puntales y otros tensores.

23.2.6 Los puntales deben intersectarse 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 puntales 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. R23.2.6a muestra una zona nodal C-C-C. Si los esfuerzos en las caras de la zona nodal son iguales en los tres puntales, 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 $C_1 : C_2 : C_3$.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

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 lejano del nodo, como lo muestra en la Fig. R23.2.6a(ii), siempre y cuando el tamaño de la platina lleve a esfuerzos de aplastamiento iguales a los esfuerzos en los puntales. La platina de apoyo del lado izquierdo de la Fig. R23.2.6a(ii) 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 [Fig. R23.2.6a(iii)], barras con cabeza o con gancho. Para nodos que no sean hidrostáticos, la cara con los mayores esfuerzos controlará las dimensiones del nodo.

Las áreas con sombreado claro en la Fig. R23.2.6b corresponden a zonas nodales 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.

Para cumplir con equilibrio en el modelo puntal-tensor, deben actuar al menos tres fuerzas en cada nodo, como se aprecia en la Fig.R23.2.6c. 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.

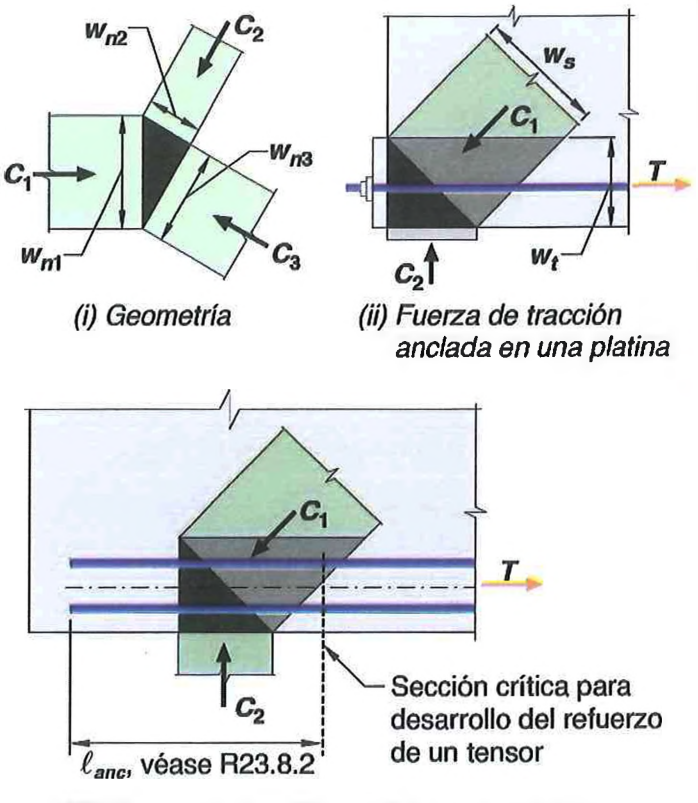
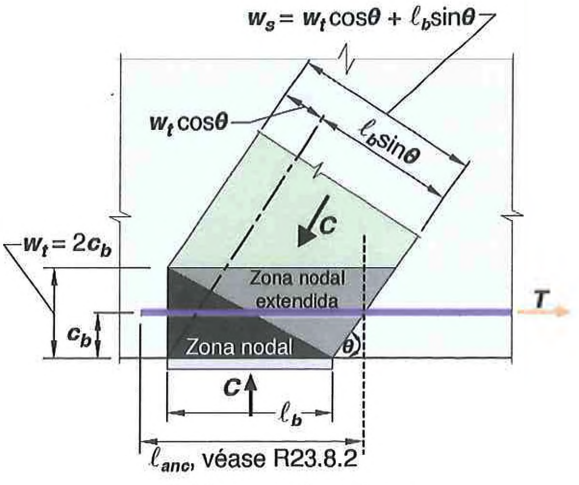


Fig. R23.2.6a — Nodos hidrostáticos

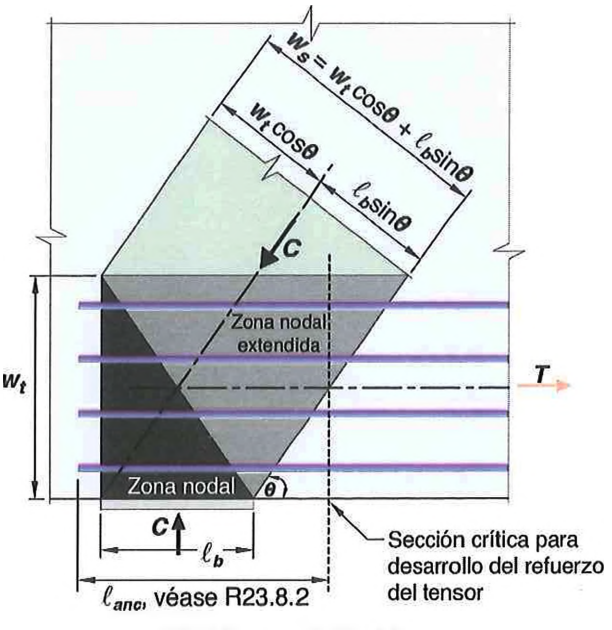
American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

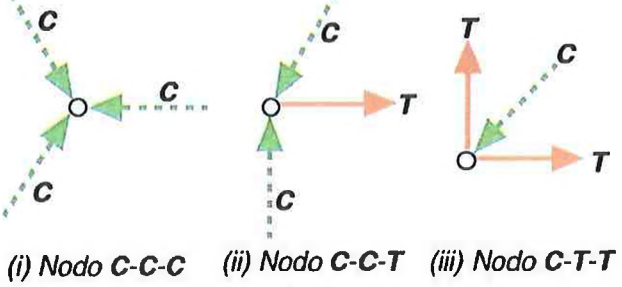


(i) Una capa de refuerzo



(ii) Refuerzo distribuido

***Fig. R23.2.6b** — Zona nodal extendida que muestra los efectos de la distribución de la fuerza*



(i) Nodo C-C-C *(ii) Nodo C-C-T* *(iii) Nodo C-T-T*

***Fig. R23.2.6c** — Clasificación de nodos*

23.2.7 El ángulo entre los ejes de cualquier puntal y de cualquier tensor entrando al mismo nodo debe ser al menos 25 grados.

R23.2.7 El ángulo entre los ejes de un puntal y un tensor que actúa en un 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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

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).

En algunos casos, los modelos puntal-tensor pueden ajustarse para cumplir este requisito sin excluir el refuerzo transversal ubicado cerca de cargas concentradas o reacciones como se ilustra en la Fig. 23.2.7.

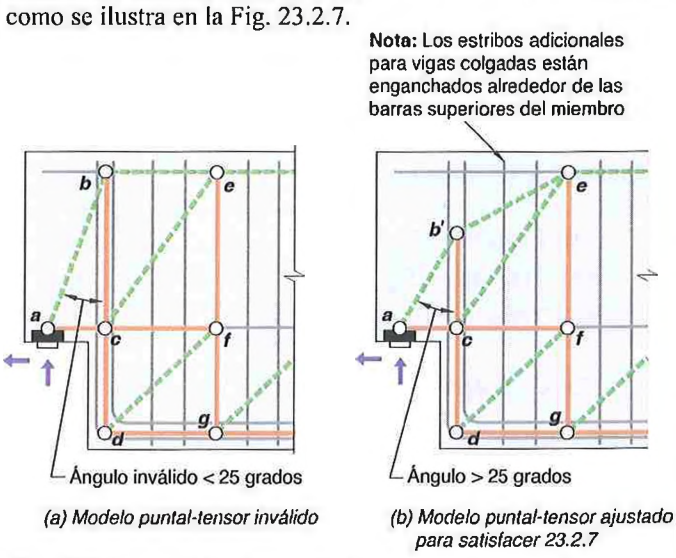


Fig. R23.2.7 — Modelo puntal-tensor de una conexión colgada ilustrando el ajuste requerido para cumplir con 23.2.7

23.2.8 Los efectos de preesforzado deben incluirse en los modelos puntal-tensor como cargas externas con factores de carga de acuerdo con 5.3.11. Para miembros pretensados, se permite suponer que la fuerza de preesfuerzo se aplica al final de la longitud de transferencia del torón.

R23.2.8 El flujo de las fuerzas en el modelo puntal-tensor no es realista si los efectos del preesforzado no se consideran como cargas externas. El incluir los efectos del preesforzado como como cargas externas se requiere para identificar regiones donde los efectos de otras cargas externas exceden las fuerzas de precompresión y viceversa. Los efectos del preesforzado se simulan por medio de cargas concentradas en los anclajes y cargas transversales equivalentes al efecto de desviación y curvatura de los tendones. Se requieren diferentes factores de carga, de acuerdo con 5.3.11, dependiendo de los efectos de preesforzado en el modelo puntal-tensor. La aplicación de la fuerza de preesforzado al final de la longitud de transferencia podría requerir un estribo de barra corrugada donde la fuerza de preesfuerzo se transfiere.

23.2.9 Las vigas altas diseñadas usando el método puntal-tensor deben cumplir con 9.9.2.1, 9.9.3.1 y 9.9.4.

23.2.10 Las ménsulas y cartelas con una relación de luz de cortante a altura $a_v/d < 2.0$, diseñadas usando el método puntal-tensor, deben cumplir con 16.5.2, 16.5.6 y la ecuación (23.2.10).

$$A_{sc} \geq 0.04\left(f'_c/f_y\right)\left(b_w d\right) \qquad (23.2.10)$$

23.2.11 Los requisitos de cortante por fricción de 22.9 deben aplicar solo donde sea apropiado considerar transferencia de cortante a través de cualquier plano dado, tal como una fisura existente o potencial, una interfaz entre materiales disímiles, o

R23.2.11 Una junta de construcción entre una ménsula y la cara de la columna es un ejemplo de una interfaz donde los requisitos de cortante por fricción de 22.9 son aplicables.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

una interfaz entre dos concretos construidos en diferente momento.

23.2.12 Los miembros diseñados utilizando modelos puntal-tensor que son parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas deben cumplir los requisitos adicionales de 23.11, en caso de que sea aplicable.

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 de un puntal, F_{ns}, debe calcularse por medio de (a) o (b):

(a) Puntal sin refuerzo longitudinal

$$F_{ns} = f_{ce} A_{cs} \qquad (23.4.1a)$$

(b) Puntal con refuerzo longitudinal

$$F_{ns} = f_{ce} A_{cs} + A'_s f'_s \qquad (23.4.1b)$$

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} está dado en 23.4.3; 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 280 ó 420.

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 se debe calcular por medio de:

$$f_{ce} = 0.85\beta_c\beta_s f'_c \qquad (23.4.3)$$

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 Fig. R23.2.6a(i) y en la Fig. R23.2.6b. En las estructuras de dos dimensiones, como vigas altas, el espesor de los puntales puede ser tomado como el ancho del miembro, excepto en los soportes de apoyo donde el espesor del puntal debe ser igual al menor espesor del miembro 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 ahusado en compresión.

R23.4.3 El coeficiente de resistencia $0.85f'_c$ en la ecuación (23.4.3) representa la resistencia efectiva del concreto bajo compresión sostenida, 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(a) aplica, por ejemplo, al modelo transversal de una viga repisa

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

donde β_s debe estar de acuerdo con Tabla 23.4.3(a) y β_c debe estar de acuerdo con la Tabla 23.4.3(b).

Tabla 23.4.3(a) — Coeficiente de puntal β_s

Ubicación del puntal	Tipo de puntal	Criterio	β_s	
Miembros a tracción o zonas a tracción dentro de los miembros	Cualquiera	Todos los casos	0.40	(a)
Todos los otros casos	Puntales de borde	Todos los casos	1.00	(b)
	Puntales interiores	Refuerzo que cumple con (a) o (b) de la Tabla 23.5.1	0.75	(c)
		Localizados en regiones que cumplen con 23.4.4	0.75	(d)
		Nudos viga-columna	0.75	(e)
		Todos los otros casos	0.40	(f)

Tabla 23.4.3(b) — Factor de modificación para confinamiento de puntales y nodos β_c

Ubicación	β_c		
• Extremo de un puntal conectado a un nodo que incluye una superficie de aplastamiento • Nodo que incluye una superficie de aplastamiento	Menor de	$\sqrt{A_2/A_1}$ donde A_1 se define por la superficie de aplastamiento	(a)
		2.0	(b)
Otros casos	1.0		(c)

23.4.4 Si el uso de β_s de 0.75 está basado en la fila (d) de la Tabla 23.4.3(a), las dimensiones del miembro deben definirse para cumplir con la ecuación (23.4.4), donde λ_s se define en 23.4.4.1.

$$V_n \le \phi 0.43 \tan\theta \lambda \lambda_s \sqrt{f'_c} b_w d \qquad (23.4.4)$$

COMENTARIO

utilizado para dimensionar el refuerzo de soporte colgado y de la repisa, donde la tracción longitudinal en el ala reduce la resistencia de los puntales transversales. El valor bajo de β_s refleja que estos puntales necesitan transferir compresión en una zona donde los esfuerzos de tracción actúan perpendicularmente al plano del modelo puntal-tensor.

El valor de β_s en la expresión (b) de la Tabla 23.4.3(a) aplica a los puntales de borde y resulta en un estado de esfuerzos que es comparable al bloque de esfuerzos rectangular en la zona de compresión de una viga o columna. Los puntales de borde no están sometidos a tracción transversal y por lo tanto tienen una resistencia efectiva f_{ce} más alta que los puntales interiores (Fig. R23.2.1).

El valor de β_s en la expresión (c) de la Tabla 23.4.3(a) refleja el efecto benéfico del refuerzo distribuido.

El valor de β_s en la expresión (d) de la Tabla 23.4.3(a) aplica a puntales interiores en regiones con suficiente resistencia a la tracción diagonal para cumplir con la ecuación (23.4.4).

El valor de β_s en la expresión (e) de la Tabla 23.4.3(a) refleja los requisitos para refuerzo o confinamiento en nudos viga-columna del Capítulo 15.

El valor de β_s en la expresión (f) de la Tabla 23.4.3(a) se redujo para inhibir una falla de tracción diagonal en regiones sin refuerzo transversal que no cumplen o no se evalúan bajo 23.4.4. La evaluación de los resultados de ensayos en la base de datos de cortante del ACI en miembros sin refuerzo transversal indica que las fallas por tracción diagonal se pueden evitar si los puntales se dimensionan con base en un β_s de 0.4 (Reineck and Todisco 2014). La base de datos de ACI para cortante incluye resultados de ensayos de especímenes con un d promedio de 380 mm y que no exceden 960 mm; por lo tanto, el efecto de tamaño no se esperaría que reduzca significativamente la resistencia de miembros de este tamaño. Debido a que el efecto de tamaño podría ser significativo para miembros de mayor altura sin refuerzo transversal, se consideró apropiado exigir la evaluación por medio de la ecuación (23.4.4).

La influencia del confinamiento del concreto en la resistencia efectiva a compresión de un puntal o nodo se tiene en cuenta por medio de β_c. La superficie de apoyo puede ser una platina de apoyo o el área de una de una carga de compresión bien definida de otro miembro, como puede ser una columna. Es el mismo efecto de confinamiento que se utiliza en zonas de apoyo en 22.8.3. El incremento en la resistencia a la compresión asociado con el confinamiento generado por el concreto circundante en un modelo puntal-tensor está descrito por Tuchscherer et al. (2010) y Breen et al. (1994).

R23.4.4 La ecuación (23.4.4) tiene como intención inhibir una falla por tracción diagonal. En regiones de discontinuidad, la resistencia a tracción diagonal aumenta en la medida que el ángulo del puntal aumenta. Para puntales muy inclinados V_n podría exceder $\phi 0.85 \lambda \lambda_s \sqrt{f'_c} b_w d$.

aci American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

23.4.4.1 El factor de modificación por efecto de tamaño λ_s, debe determinarse por medio de (a) o (b) según aplique:

(a) Si el refuerzo distribuido se coloca de acuerdo con 23.5, λ_s, debe tomarse como 1.0.

(b) Si el refuerzo distribuido no se coloca de acuerdo con 23.5, λ_s, debe tomarse de acuerdo con la ecuación (23.4.4.1).

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{(1+0.004d)}} \qquad (23.4.4.1)$$

donde d está en mm.

23.5 — Refuerzo distribuido mínimo

23.5.1 En regiones D diseñadas utilizando el método de puntal-tensor, debe colocarse un refuerzo mínimo distribuido atravesando los ejes de puntales interiores de acuerdo con la Tabla 23.5.1.

Tabla 23.5.1 — Refuerzo distribuido mínimo

Restricción lateral del puntal	Configuración del refuerzo	Cuantía mínima del refuerzo distribuido	
Sin restricción	Disposición ortogonal	0.0025 en cada dirección	(a)
	Refuerzo en una dirección cruzando el puntal con un ángulo α_1	$\frac{0.0025}{sen^2\alpha_1}$	(b)
Restringido	No se requiere refuerzo distribuido		(c)

COMENTARIO

R23.5 — Refuerzo distribuido mínimo

El método puntal tensor se deriva del teorema de frontera inferior de plasticidad; por lo tanto, un miembro diseñado utilizando este método requiere suficiente refuerzo para promover una redistribución de las fuerzas internas en el estado fisurado (Marti, 1985). Además de permitir la redistribución de fuerzas, el refuerzo distribuido controla la fisuración ante cargas de servicio y conduce a un comportamiento dúctil (Smith and Vantsiotis, 1982; Rogoswky et al., 1986, Tan et al., 1977).

Los puntales interiores usualmente se orientan paralelos a los campos de esfuerzos de compresión y están, por esta razón, orientados perpendicularmente a los campos de esfuerzos de tracción. Pueden desarrollarse esfuerzos de tracción a través del puntal donde los esfuerzos de compresión se esparcen hacia afuera a lo largo de la longitud del puntal. El refuerzo distribuido mínimo ayuda a controlar la fisuración causada por estos esfuerzos de tracción.

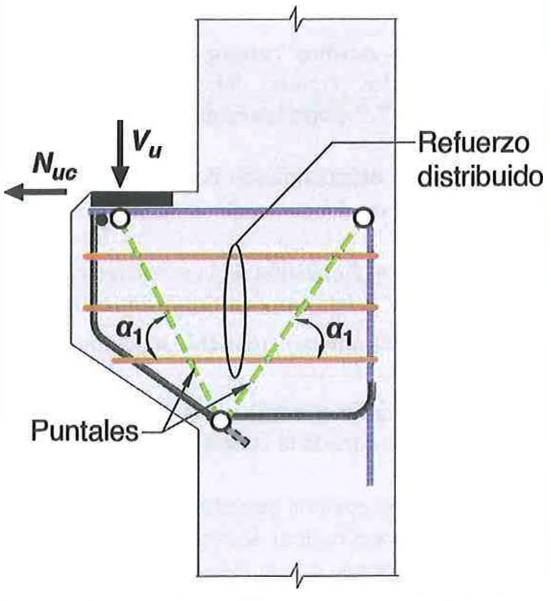
La cuantía de refuerzo distribuido requerida por 23.5.1 es el total en ambas caras además de cualquier capa interior colocada en miembros más anchos. La Fig. R23.5.1 ilustra el refuerzo distribuido unidireccional atravesando puntales interiores a un ángulo α_1.

Aunque el refuerzo distribuido mínimo no se requiere donde los puntales interiores están restringidos lateralmente, el refuerzo distribuido es benéfico en regiones de discontinuidad grande. Una ménsula continua que apoya una losa es un ejemplo de una región de discontinuidad que incluye puntales que están restringidos lateralmente de acuerdo con 23.5.3(a). Los cabezales de pilotes y vigas repisa que sostienen cargas concentradas son ejemplos de regiones de discontinuidad que incluyen puntales que están restringidos lateralmente de acuerdo con 23.5.3(b). Las caras laterales del puntal en 23.5.3(b) son las caras paralelas al plano del modelo. En cabezales de pilotes evaluados utilizando modelos puntal-tensor tridimensionales, el plano del modelo en 23.5.3 se define por medio del puntal bajo estudio y el pilote a que se conecta.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO



Refuerzo distribuido cruzando puntales interiores. Notar que α_1 es diferente para los dos puntales encima; la cantidad mínima de refuerzo distribuido es controlada por el ángulo menor, α_1.

***Fig. R23.5.1** — Refuerzo distribuido cruzando puntales interiores*

23.5.2 El refuerzo distribuido requerido por 23.5.1 debe cumplir con (a) y (b)

(a) El espaciamiento no debe exceder 300 mm.
(b) El ángulo α_1 no debe ser menor de 40 grados.

23.5.3 Los puntales se consideran restringidos lateralmente si están restringidos perpendicularmente al plano del modelo puntal-tensor de acuerdo con (a), (b) o (c):

(a) La región de discontinuidad es continua perpendicularmente el plano del modelo puntal-tensor.
(b) El concreto que restringe el puntal se extiende más allá de la cara del puntal a cada lado una distancia no menor la mitad del ancho del puntal.
(c) El puntal está en un nudo que está restringido de acuerdo con 15.2.5 ó 15.2.6.

23.5.4 El refuerzo requerido en 23.5.1 debe desarrollarse más allá de la extensión del puntal de acuerdo con 25.4.

23.6 — Detallado del refuerzo del puntal

23.6.1 El refuerzo a compresión debe colocarse dentro de puntal, paralelo al eje de éste 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 puntales debe anclarse para desarrollar f'_s en la cara de la zona nodal donde f'_s se calcula de acuerdo con 23.4.1.

R23.6 — Detallado del refuerzo del puntal

R23.6.1 Véase R23.4.1.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

23.6.3 Los estribos cerrados que encierran al refuerzo a compresión en los puntales debe 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 cerrados
(c) $16d_b$ del refuerzo sometido a compresión

23.6.3.2 El primer estribo cerrado 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 cerrados 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 150 mm libres medidos a lo largo del estribo a cada lado de la barra soportada lateralmente.

23.6.4 Las espirales que encierren el refuerzo a compresión en los puntales deben cumplir con los requisitos de 25.7.3.

COMENTARIO

R23.6.3.3 Véase R25.7.2.3.

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:

$$F_{nt} = A_{ts}f_y + A_{tp}\Delta f_p \qquad (23.7.2)$$

donde A_{tp} es igual a cero para los miembros no preesforzados.

23.7.2.1 En la ecuación (23.7.2), se permite tomar Δf_p igual a 420 MPa para el refuerzo preesforzado adherido e igual a 70 MPa para el refuerzo preesforzado no adherido. Se permiten otros valores de Δf_p cuando se justifiquen por medio de análisis, pero Δf_p no debe tomarse mayor que $\left(f_{py} - f_{se}\right)$.

R23.7 — Resistencia de los tensores

R23.7.2 La resistencia del tensor de 23.7.2 se basa en que cualquier efecto del preesfuerzo se trata como una carga externa de acuerdo con lo requerido en 23.2.8. La resistencia total de un tensor preesforzado es $A_{tp}\left(f_{se} + \Delta f_p\right)$.

23.8 — Detallado del refuerzo de los tensores

23.8.1 En el modelo puntal-tensor, el eje del centroide del refuerzo en un tensor debe coincidir con el eje del tensor supuesto.

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 Fig. R23.2.6b(i).
(b) Un límite superior práctico del ancho del tensor puede tomarse como el ancho correspondiente a una zona nodal

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

23.8.2 El refuerzo del tensor debe anclarse mediante dispositivos mecánicos, anclajes de postensado, ganchos estándar o mediante el desarrollo de barra rectas, de acuerdo con 23.8.3, excepto en tensores extendiéndose desde nodos de barra curva diseñados de acuerdo con 23.10.

COMENTARIO

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 espesor del tensor, como se ve en la Fig. R23.2.6b(ii).

R23.8.2 Con frecuencia, el anclaje de los tensores requiere una atención especial en las zonas de nodos de ménsulas 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. R23.2.6b, 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 muestra la Fig. R23.2.6a(iii) y la Fig. R23.2.6b, 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 desarrollarlos 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, barras con cabeza, dispositivos mecánicos, confinamiento adicional o empalmándolo con varias capas de barras más pequeñas.

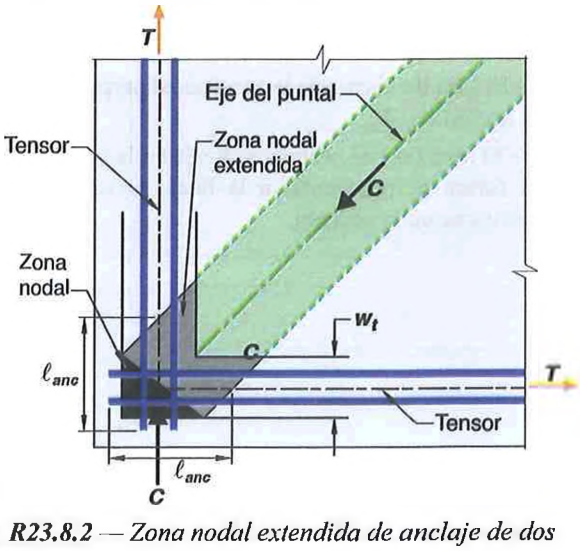


Fig. R23.8.2 — Zona nodal extendida de anclaje de dos tensores

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

23.8.3 La fuerza en el tensor debe desarrollarse en cada dirección en el punto donde el centroide del refuerzo del tensor sale de la zona nodal extendida.

23.9 — Resistencia de las zonas nodales

23.9.1 La resistencia nominal a la compresión de una zona nodal, F_{nn}, debe calcularse por medio de:

$$F_{nn} = f_{ce} A_{nz} \qquad (23.9.1)$$

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:

$$f_{ce} = 0.85\beta_c\beta_n f'_c \qquad (23.9.2)$$

donde el valor de β_n está dado en la Tabla 23.9.2 y β_c está de acuerdo con la Tabla 23.4.3(b).

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)

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_{ns}.

(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

COMENTARIO

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. R23.2.6c. 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 unitarias de tracción en los tensores y deformaciones unitarias 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).

Como se describe en R23.4.3, β_c tiene en cuenta el efecto del confinamiento del concreto en la resistencia efectiva a compresión de un nodo que tenga una superficie de apoyo. β_c es el mismo para el nodo como para la interfaz nodo-puntal.

R23.9.4 – Si los esfuerzos en todos los puntales 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 puntales, y los anchos de las caras de la zona nodal son proporcionales a las fuerzas en los puntales.

Suponiendo que los esfuerzos principales en los puntales 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 Fig. R23.2.6b(ii), 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 (principal a compresión) que actúa en el área transversal A_{nz} del puntal, tomada perpendicularmente al eje del puntal como se indica en 23.9.4(a).

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

similar a la forma de la proyección del extremo de los puntales sobre las caras correspondientes de las zonas nodales.

23.10 — Nodos con barras curvas

23.10.1 Los nodos con barras curvas deben diseñarse y detallarse de acuerdo con esta sección.

23.10.2 Si el recubrimiento libre especificado normal al plano del doblez es $2d_b$ o mayor, el radio del doblez r_b debe cumplir con (a) o (b), pero no debe ser menor que la mitad del diámetro de doblado especificado en 25.3.

(a) Los nodos con barras curvas con dobleces de menos de 180 grados:

$$r_b \geq \frac{2A_{ts}f_y}{b_s f'_c} \qquad (23.10.2a)$$

(b) Los tensores anclados por medio de dobleces de 180 grados:

$$r_b \geq \frac{1.5A_{ts}f_y}{w_t f'_c} \qquad (23.10.2b)$$

23.10.3 Si el recubrimiento libre especificado normal al plano del doblez es menos de $2d_b$, el valor de r_b requerido por 23.10.2 debe multiplicarse por la relación $2d_b/c_c$, donde c_c es el recubrimiento libre especificado de la cara lateral.

23.10.4 Si los nodos de barras curvas están formados por más de una capa de refuerzo, A_{ts} debe tomarse como el área total de refuerzo del tensor, y r_b debe ser el radio del doblez de la capa de refuerzo localizada más adentro.

COMENTARIO

R23.10 — Nodos con barras curvas

R23.10.1 Un nodo de barra curva es formado por la región doblada de una barra, o barras, de refuerzo continuas donde dos tensores que se extienden desde la región del doblez son intersectados por un puntal (o la resultante de dos o más puntales) (Fig. R23.10.5), o donde un solo tensor es anclado por medio de un doblez de 180 grados (Fig. R2310.2).

R23.10.2 La ecuación (23.10.2a) tiene como intención evitar un f_{ce} que exceda el límite para nodos C-T-T dado en 23.9.2 (Klein, 2008). b_s es el ancho del puntal transversal al plano del modelo puntal-tensor. La ecuación (23.10.2a) aplica sin distingo de si las fuerzas en el nodo son iguales o diferentes; cuando las fuerzas del tensor son diferentes, se debe cumplir también con el ℓ_{cb} requerido por 23.10.6.

Los tensores anclados por dobleces de 180 grados pueden utilizarse en nodos C-C-T, como se ilustra en la Fig. R23.10.2. Las ramas rectas paralelas de la barra o barras que se extienden dentro del miembro constituyen un solo tensor. La ecuación (23.10.2b) tiene como intención asegurarse que f_{ce} no excede el límite para nodos C-C-T dado en 23.9.2. El ancho w_t es el ancho efectivo del tensor como se ilustra en la Fig. R23.10.2.

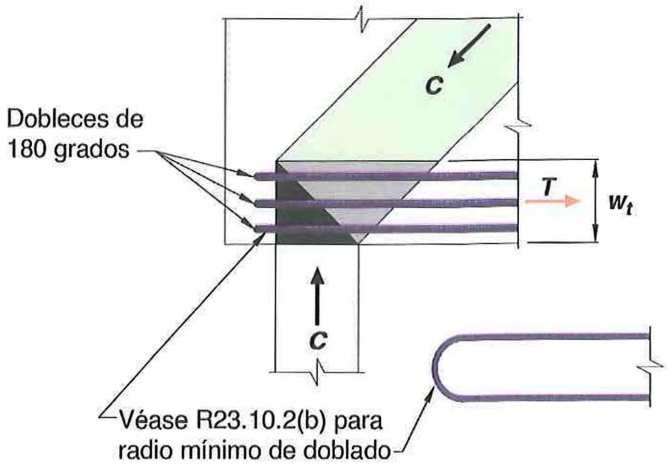


Fig. R23.10.2 — Nodo CCT utilizando tensores anclados con dobleces de 180 grados

R23.10.3 Se requieren mayores radios de doblez de las barras en nodos de barras curvas para reducir la posibilidad fallas por hendimiento lateral donde el recubrimiento de concreto perpendicular al plano del doblez está limitado.

R23.10.4 La Fig. R23.10.4 ilustra el uso de un nodo de barra curva con dos capas de barras de refuerzo. En esos casos, el área total de refuerzo contribuye al esfuerzo de compresión en la cara de la zona nodal (cara ab en la Fig.R23.10.4).

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

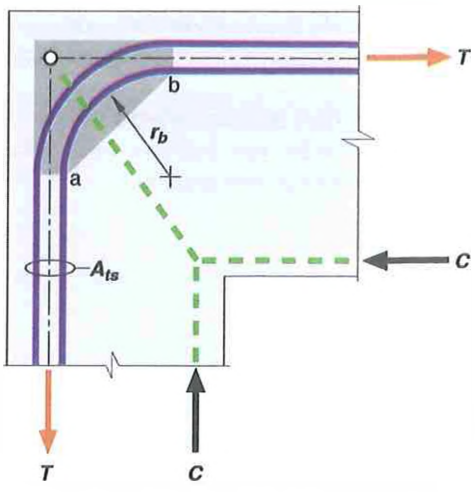


Fig. R23.10.4 — Nodo de barra curva con dos capas de refuerzo (la zona nodal está sombreada)

23.10.5 En las esquinas de pórticos, el nudo y el refuerzo deben colocarse de tal manera que el centro de curvatura de la barra esté ubicado dentro del nudo.

R23.10.5 El radio del doblez debe ser congruente con la geometría de la cercha usada en el modelo puntal-tensor. La Fig.R23.10.5 ilustra la región en la cual el centro de curvatura debe localizarse para una esquina típica del pórtico.

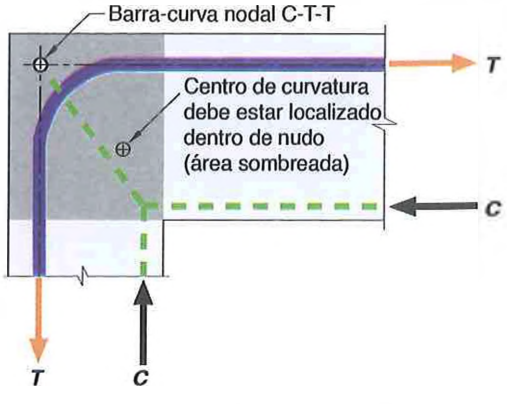


Fig. R23.10.5 — Zona donde debe localizarse el centro de curvatura en un nodo de barra curva en la esquina de un pórtico

23.10.6 ℓ_{cb} debe ser suficiente para desarrollar cualquier diferencia en fuerza entre los tramos rectos de las barras que se extiendan hacia afuera de la región del doblez.

R23.10.6 Las fuerzas de amarre son desiguales cuando el puntal (o la resultante de dos o más puntales) no es la bisectriz del ángulo formado por los dos tensores en cada extremo del doblez. La Fig. R23.10.6 muestra un nodo de barra curva en el cual la diferencia en las fuerzas de amarre se desarrolla en la región del doblez de la zona nodal. El esfuerzo de compresión radial que actúa en el nodo varía, y el esfuerzo de adherencia circunferencial se desarrolla a lo largo de la barra.

La diferencia en fuerza entre los dos tensores que se extienden del doblez se desarrolla sobre la longitud del doblez ℓ_{cb} (la longitud de arco de la barra entre c y b en la Fig. R23.10.6). La siguiente ecuación para ℓ_{cb} puede ser utilizada en dobleces de 90 grados:

$$\ell_{cb} > \ell_d \left(1 - \tan\theta_c\right)$$

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

donde θ_c es el menor de los dos ángulos entre los ejes del puntal (o la resultante de dos o más puntales) y los tensores que se extienden fuera del nodo de barra curva, y ℓ_d es la longitud de desarrollo calculada de acuerdo con 25.4.2.2 ó 25.4.2.3 utilizando los factores de modificación aplicables de 25.4.2.4.

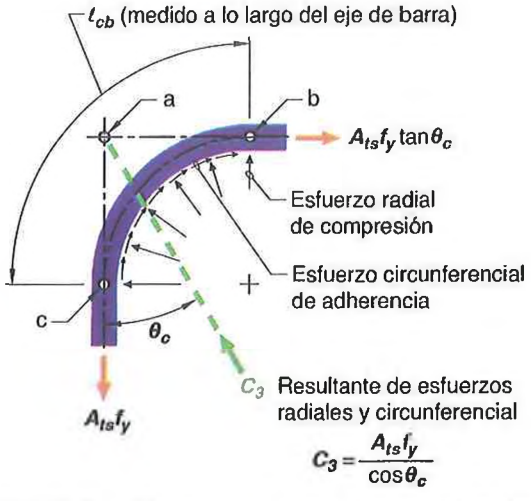


Fig. R23.10.6 — Fuerzas que actúan en un nodo de barra curva donde hay una diferencia en las fuerzas de los tensores

23.11 — Diseño sismo resistente usando el modelo puntal-tensor

23.11.1 Las regiones de un sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas asignado a las Categorías de Diseño Sísmico(CDS) D, E o F y diseñadas con el método de puntal-tensor deben cumplir con (a) y (b):

(a) El Capítulo 18.
(b) 23.11.2 hasta 23.11.5 a menos que la fuerza de diseño inducida por el sismo, E, en el elemento de puntal-tensor se multiplique por un factor de sobreresistencia Ω_o, el cual no puede ser menor que 2.5, a menos que un valor menor de Ω_o pueda ser justificado por un análisis detallado.

R23.11 — Diseño sismo resistente usando el modelo puntal-tensor

R23.11.1 Los elementos puntal-tensor de un sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas pueden tener degradación de su resistencia debido a las reversiones de fuerza y desplazamiento. Los elementos puntal-tensor no requieren detallado sísmico cuando las fuerzas de diseño se amplifican por Ω_o. Es preferible que la resistencia del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas no se vea limitada por la resistencia de la región de discontinuidad diseñada por el método de puntal-tensor. Para el diseño de diafragmas que incluyen fuerzas sísmicas amplificadas, no se requiere un factor de amplificación adicional.

Las combinaciones de carga están presentadas en 5.3.1, y las ecuaciones (5.3.1e) y (5.3.1g) se utilizan para el diseño sismo resistente. Los efectos de E pueden causar reversión de las fuerzas en elementos de tensor-puntal. En esos casos se deberían desarrollar diferentes modelos puntal-tensor para cada dirección de carga.

23.11.2 *Resistencia de los puntales*

23.11.2.1 La resistencia efectiva a la compresión determinada de acuerdo con 23.4 debe multiplicarse por 0.8.

R23.11.2 *Resistencia de los puntales*

R23.11.2.1 Se aplica un factor de reducción para tener en cuenta la fisuración que es probable que se desarrolle en puntales ubicados en una región sometida a reversiones de fuerza.

23.11.3 *Detallado de los puntales*

23.11.3.1 Los puntales deben tener refuerzo que cumpla con los requisitos de detallado de 23.11.3.2 ó 23.11.3.3.

R23.11.3 *Detallado de los puntales*

R23.11.3.1 Se permiten dos opciones de confinamiento para los puntales. En 23.11.3.2 todo puntal tiene refuerzo longitudinal y transversal como se requiere para columnas en

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

23.11.3.2 Los puntales deben reforzarse con al menos cuatro barras longitudinales localizadas en cada esquina del refuerzo transversal. El refuerzo transversal debe colocarse perpendicularmente a la dirección del puntal y además cumplir con (a) hasta (d):

(a) Detallado de acuerdo con 18.7.5.2(a) hasta (e).
(b) $A_{sh}/(sb_c)$ determinado de acuerdo con la Tabla 23.11.3.2(a).
(c) El espaciamiento debe cumplir con 18.7.5.3(d) y no debe exceder los valores especificados en la Tabla 23.11.3.2(b).
(d) Ser continuo a través de la zona nodal.

Tabla 23.11.3.2(a) — Refuerzo transversal para puntales [1][2]

Refuerzo transversal	Expresiones aplicables	
$A_{sh}/(sb_c)$ para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos	Mayor de	$0.3\left(\frac{A_{cs}}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$ (a) $0.09\frac{f'_c}{f_{yt}}$ (b)

[1] A_{ch} se mide desde los bordes externos del refuerzo transversal del puntal.
[2] Se permite configurar los estribos cerrados de confinamiento utilizando dos piezas de refuerzo como se especifica en 18.6.4.3.

Tabla 23.11.3.2(b) — Limitaciones al espaciamiento del refuerzo transversal

Refuerzo	Máximo espaciamiento de las barras transversales	
Grado 420	Menor de	$6d_b$
		150 mm
Grado 550	Menor de	$5d_b$
		150 mm
Grado 690	Menor de	$4d_b$
		150 mm

23.11.3.3 El refuerzo transversal debe colocarse en cada dirección ortogonal y a través del espesor de toda la sección transversal del miembro o en la región del miembro que contenga puntales y debe cumplir con (a) hasta (d):

(a) Detallado de acuerdo con 18.7.5.2(a) hasta (e).
(b) $A_{sh}/(sb_c)$ determinado de acuerdo con la Tabla 23.11.3.3.
(c) El espaciamiento medido a lo largo del eje longitudinal del miembro no puede exceder los valores especificados en la Tabla 23.11.3.2(b).
(d) El espaciamiento de los ganchos suplementarios o las ramas de los estribos cerrados de confinamiento tanto verticalmente como horizontalmente en el plano de la

COMENTARIO

pórticos a momento especiales. En 23.11.3.3 toda la sección transversal de la región o miembro donde los puntales están ubicados se confina y no los puntales individuales.

Las expresiones (a) y (b) de la Tabla 23.11.3.2(a) son las mismas de la Tabla 18.7.5.4 para columnas de pórticos a momento especiales, con la excepción de que A_{cs} se ha substituido por A_g.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

sección transversal del miembro no debe exceder 200 mm. Cada gancho suplementario o cada rama de los estribos cerrados de confinamiento deben abrazar una barra longitudinal de diámetro al menos igual o mayor.

Tabla 23.11.3.3 — Refuerzo transversal para toda la sección transversal del miembro

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)

23.11.4 *Resistencia de los tensores*

23.11.4.1 Para el refuerzo de tensores, la longitud de desarrollo debe ser 1.25 veces la longitud determinada de acuerdo con 25.4.

23.11.5 *Resistencia de los nodos*

23.11.5.1 La resistencia nominal a la compresión de una zona nodal calculada de acuerdo con 23.9 debe multiplicarse por 0.8.

COMENTARIO

R23.11.4 *Resistencia de los tensores*

R23.11.4.1 Debido a que la resistencia a la fluencia real del refuerzo puede exceder la resistencia especificada a la fluencia y es posible que ocurra endurecimiento por deformación del refuerzo, las longitudes de desarrollo para el refuerzo se determinan considerando un esfuerzo de $1.25f_y$.

R23.11.5 *Resistencia de los nodos*

R23.11.5.1 Se incluye una reducción de la resistencia nominal a compresión de los nodos para tener en cuenta la fluencia de los tensores y el efecto las reversiones de carga cíclica (Mansour and Hsu, 2005; To et al., 2009; Ruggiero et al. 2016).

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO **COMENTARIO**

NOTAS

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

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 preesforzado sometidos a flexión (24.5)

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. Este capítulo no contiene requisitos específicos para vibraciones.

Con base en la experiencia se ha encontrado que sistemas de piso construidos en sitio diseñados de acuerdo con los espesores mínimos y requisitos para deflexiones de 7.3, 8.3, 9.3 y 24.2, en general han tenido un comportamiento ante vibraciones adecuado para el confort humano bajo condiciones típicas de servicio. No obstante, puede haber situaciones donde las condiciones de funcionamiento pueden no ser satisfactorias, por ejemplo:

(a) Luces grandes y plantas abiertas.
(b) Pisos donde puede haber requisitos de comportamiento ante vibraciones muy estrictos, como pueden ser fabricación con precisión y espacios para laboratorios.
(c) Espacios sometidos a cargas rítmicas o equipos mecánicos que vibren.

Los sistemas de piso preesforzados no están obligados a cumplir con los espesores mínimos de 7.3, 8.3 y 9.3, y si son prefabricados usualmente son sistemas conformados por vanos simples. Por esta razón, estos sistemas de piso tienden a ser más susceptibles a vibraciones.

Las guías para la consideración de las vibraciones en el diseño de sistemas de piso y la evaluación de las frecuencias de vibración y su amplitud para sistemas de piso de concreto pueden encontrarse en *PCI Design Handbook* (PCI MNL 120), *ATC Design Guide 1* (Applied Technology Council, 1999), Mast (2001), Fanella and Mota (2014), y Wilford and Young (2006). Un ejemplo de aplicación está descrito en West et al. (2008).

24.2 — Deflexiones debidas a cargas gravitacionales a nivel de servicio

24.2.1 Los miembros 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.

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 dependientes del tiempo, 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 no preesforzadas y vigas no preesforzadas, 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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

preesforzada de losas en dos direcciones, la altura mínima requerida en 8.3.1 satisface los requisitos del Reglamento.

Para miembros no preesforzados que no cumplan con estos requisitos de altura o espesor mínimo o para miembros no preesforzados 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 preesforzado a flexión, las deflexiones deben calcularse mediante los procedimientos descritos en 24.2.3 hasta 24.2.5. Las deflexiones calculadas están limitadas a los valores de la Tabla 24.2.2.

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.

R24.2.2 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).

Cuando se calculen deflexiones dependientes del tiempo, puede restarse la parte de la deflexión que ocurre antes de ligar 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.

Tabla 24.2.2 — Deflexión máxima admisible calculada

Miembro	Condición		Deflexión considerada	Límite de deflexión
Techos planos	Que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes Deflexión inmediata debida a L		Deflexión inmediata debida a L_r, S y R	$\ell/180$[1]
Entrepisos			$\ell/360$	
Techos o entrepisos	Soporten o están ligados a elementos no estructurales	Susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de que los elementos no estructurales se liguen (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)[2]	$\ell/480$[3]
		No susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$\ell/240$[4]

[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 ligar 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 riguroso.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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.

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, a menos que se obtengan por medio de un análisis más completo, el momento de inercia efectivo, I_e, debe calcularse de acuerdo con la Tabla 24.2.3.5 utilizando:

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \qquad (24.2.3.5)$$

Tabla 24.2.3.5 — Momento de inercia efectivo, I_e

Momento en servicio	Momento efectivo de inercia, I_e, mm^4	
$M_a \le (2/3)M_{cr}$	I_g	(a)
$M_a > (2/3)M_{cr}$	$\dfrac{I_{cr}}{1-\left(\dfrac{(2/3)M_{cr}}{M_a}\right)^2\left(1-\dfrac{I_{cr}}{I_g}\right)}$	(b)

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 de la Tabla 24.2.3.5 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 de la Tabla 24.2.3.5 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 preesforzadas Clase U, definidas en 24.5.2, se permite calcular las deflexiones con base en I_g.

COMENTARIO

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, pueden 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.

R24.2.3.5 La aproximación para el momento de inercia efectivo, desarrollada por Bischoff (2005), ha demostrado que lleva a resultados de las deflexiones calculadas que tienen suficiente precisión para un amplio intervalo de cuantías de refuerzo (Bischoff and Scalon 2007). El M_{cr} se multiplica por dos tercios para considerar restricciones que puede reducir el momento de fisuración efectivo y para tener en cuenta una resistencia reducida a la tracción del concreto durante construcción que puede llevar a fisuración que posteriormente afecte las deflexiones de servicio (Scanlon and Bischoff 2008).

Antes de 2019, ACI 318 utilizaba una ecuación diferente (Branson 1965) para el cálculo de I_e. Se ha demostrado que la ecuación anterior subestimaba las deflexiones de miembros con cuantías de refuerzo bajas, lo cual es usual en losas, y no consideraba el efecto de la restricción. Para miembros con cuantías de refuerzo superiores al 1 por ciento y momentos de servicio de al menos el doble del momento de fisuración, hay poca diferencia en las deflexiones calculadas utilizando los requisitos anteriores y los del presente Reglamento.

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 en el 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 Sabnis et al. (1974).

R24.2.3.8 Las deflexiones inmediatas de miembros de concreto preesforzado 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

24.2.3.9 Para las losas y vigas preesforzadas 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 (24.2.3.9a),

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \qquad (24.2.3.9a)$$

donde M_{cr} se calcula con:

$$M_{cr} = \frac{(f_r + f_{pe}) I_g}{y_t} \qquad (24.2.3.9b)$$

24.2.4 *Cálculo de deflexiones dependiente del tiempo*

24.2.4.1 *Miembros no preesforzados*

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

$$\lambda_\Delta = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \qquad (24.2.4.1.1)$$

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

R24.2.3.9 La ecuación del momento de inercia efectivo de 24.2.3.5 fue modificada en el Reglamento de 2019. La ecuación modificada no es aplicable a miembros preesforzado. La ecuación (24.2.3.9a) mantiene los requisitos de ediciones anteriores del Reglamento para estos tipos de miembros. 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 preesforzado fisurados.

Shaikh and Branson (1970) demuestran que el método basado en I_e puede ser empleado para calcular las deflexiones de miembros preesforzados Clases C y T cargados más allá de la carga de fisuración. Para este caso, el momento de fisuración debe considerar el efecto de preesforzado 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 preesforzado 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 preesforzados*

La retracción y el flujo plástico causan deflexiones a largo plazo adicionales a las deflexiones elásticas que ocurren cuando las cargas se aplican por primera vez a 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 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 estimar 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

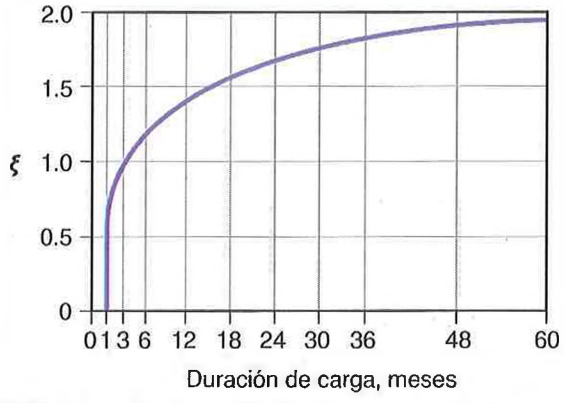


***Fig. R24.2.4.1** — Factor multiplicador para las deflexiones a largo plazo.*

24.2.4.2 *Miembros preesforzados*

24.2.4.2.1 La deflexión adicional dependiente del tiempo en miembros de concreto preesforzado 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 preesforzado.

R24.2.4.2 *Miembros preesforzados*

R24.2.4.2.1 El cálculo de las deflexiones a largo plazo de miembros de concreto preesforzado 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 a flexión.

El concreto preesforzado se acorta más con el tiempo que otros miembros no preesforzados 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 preesforzado, disminuyendo de esta manera la precompresión en el miembro y, en consecuencia, produciendo incrementos en las deflexiones a largo plazo.

Otro factor que puede influir en las deflexiones a largo plazo de miembros preesforzados sometidos a flexión, es el concreto o albañilería adyacente que no están preesforzados en la misma dirección del miembro preesforzado. Esto puede ocurrir en losas que no se preesfuerzan en la misma dirección de la viga preesforzada adyacente o un sistema de losas no preesforzadas. Puesto que el miembro preesforzado tiende a tener mayor retracción y mayor flujo plástico que el concreto adyacente no preesforzado, la estructura tenderá a lograr una compatibilidad de los efectos de acortamiento. Esto da como resultado una reducción de la precompresión en el miembro preesforzado, pues el concreto adyacente absorbe la compresión. La reducción en la precompresión del miembro preesforzado 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 preesforzado.

Se puede utilizar cualquier método adecuado para calcular las deflexiones a largo plazo de miembros preesforzados, 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).

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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 monolíticamente 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 entre los componentes prefabricados y los construidos en obra y los efectos del flujo plástico de los miembros de concreto preesforzado.

COMENTARIO

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 esta 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 basa en construcción apuntalada o sin apuntalar, como lo exige 26.11.1.1.

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 preesforzadas y preesforzadas Clase C reforzadas para resistir flexión en una sola dirección.

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 preesforzado a la cara en tracción. El esfuerzo calculado en el refuerzo corrugado, f_s, y el cambio calculado en el esfuerzo en el refuerzo preesforzado adherido, Δf_{ps}, debe cumplir con 24.3.2.1 y 24.3.2.2, respectivamente.

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 420.

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. 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 420, 50 mm de recubrimiento libre del refuerzo principal y con f_s = 280 MPa, el espaciamiento máximo es 250 mm.

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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

Tabla 24.3.2 — Espaciamiento máximo del refuerzo adherido en vigas y losas en una dirección preesforzadas Clase C y no preesforzadas

Tipo de refuerzo	Espaciamiento máximo, s, mm	
Barras o alambres corrugados	Menor de:	$380\left(\frac{280}{f_s}\right)-2.5c_c$
		$300\left(\frac{280}{f_s}\right)$
Refuerzo preesforzado adherido	Menor de:	$\left(\frac{2}{3}\right)\left[380\left(\frac{280}{\Delta f_{ps}}\right)-2.5c_c\right]$
		$\left(\frac{2}{3}\right)\left[300\left(\frac{280}{\Delta f_{ps}}\right)\right]$
Combinación de barras o alambres corrugados y refuerzo preesforzado adherido	Menor de:	$\left(\frac{5}{6}\right)\left[380\left(\frac{280}{\Delta f_{ps}}\right)-2.5c_c\right]$
		$\left(\frac{5}{6}\right)\left[300\left(\frac{280}{\Delta f_{ps}}\right)\right]$

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, o se debe permitir tomar f_s como $(2/3)f_y$.

24.3.2.2 La variación en el esfuerzo, Δf_{ps}, en refuerzo preesforzado 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 preesforzado f_{se}. La magnitud de Δf_{ps} no debe exceder 250 MPa. Cuando Δf_{ps} es menor o igual a 140 MPa, 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 Si el ala de una viga T está en tracción, la porción del refuerzo de tracción por flexión que no esté localizada sobre el alma de la viga debe distribuirse dentro del menor del ancho efectivo del ala como se define de acuerdo con 6.3.2 y $\ell_n/10$. Si $\ell_n/10$ controla, se debe colocar refuerzo longitudinal adherido adicional que cumpla con 24.4.3.1 en las zonas más externas del ala.

COMENTARIO

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 preesforzado, 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.

R24.3.2.1 Para aplicaciones en las cuales el control de fisuración es crítico, el diseñador puede considerar reducir el valor de f_s para ayudar a controlar la fisuración. Investigaciones de Frosch (2014) y Puranam (2018) apoyan el uso de refuerzo Grado 690 con estos requisitos de diseño.

R24.3.2.2 Es conservador considerar el esfuerzo de descompresión f_{dc} igual al esfuerzo efectivo en el acero de preesforzado, f_{se}. El límite máximo de 250 MPa para Δf_{ps} tiene la intención de hacerlo similar al máximo esfuerzo permisible para el acero de refuerzo Grado 420 (f_s = 280 MPa). La exención para los miembros con Δf_{ps} menor a 140 MPa refleja que muchas estructuras diseñadas usando métodos de esfuerzo de trabajo y con niveles bajos de esfuerzo se desempeñaron bien para las funciones para las cuales se diseñaron mostrando poca fisuración por flexión.

R24.3.4 En una viga 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.

Para vigas T diseñadas para resistir momentos negativos debido a cargas de gravedad y viento, todo el refuerzo de tracción requerido para resistencia se coloca dentro el menor

aci American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

del ancho efectivo de ala y $\ell_n/10$. La práctica usual es colocar más de la mitad dl refuerzo sobre el alma de la viga. Para vigas T que resistan combinaciones de carga que incluyan efectos sísmicos, todo el refuerzo colocado dentro del ancho efectivo del ala puede contribuir a la resistencia efectiva de la viga a flexión para la deriva anticipada (véase 18.7.3).

24.3.5 El espaciamiento del refuerzo adherido sometido a flexión en vigas y losas en una dirección preesforzadas Clase C y no preesforzadas, sometidas a fatiga, diseñadas para ser impermeables, o expuestas a un ambiente agresivo, se debe seleccionar con base en investigaciones y precauciones especiales para esas condiciones y no debe exceder los límites dados en 24.3.2.

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 (ACI 222R). Las pruebas de exposición indican que la calidad del concreto, la consolidación 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 (Schießl and Raupach 1997).

Los requisitos relacionados con un mayor recubrimiento de concreto y durabilidad del acero de refuerzo se encuentran en 20.5, 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.

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.

24.4.2 Cuando los movimientos por retracción y temperatura están restringidos, deben considerarse los efectos de T de acuerdo con 5.3.6.

R24.4.2 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 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.

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) la cual debería 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

24.4.3 *Refuerzo no preesforzado*

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 debe ser mayor o igual a 0.0018.

24.4.3.3 El espaciamiento del refuerzo corrugado de retracción y temperatura no debe exceder el menor de $5h$ y 450 mm.

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 preesforzados, no se requiere el refuerzo de retracción y temperatura en dirección perpendicular al refuerzo para flexión si se cumplen (a) hasta (c).

(a) Los miembros prefabricados no son más anchos que 3.7 m.
(b) Los miembros prefabricados no están conectados mecánicamente como para causar una restricción en la dirección transversal.
(c) El refuerzo no se requiere para resistir esfuerzos transversales de flexión.

24.4.4 *Refuerzo preesforzado*

24.4.4.1 El refuerzo de preesforzado 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 0.7 MPa sobre el área bruta del concreto.

COMENTARIO

R24.4.3 *Refuerzo no preesforzado*

R24.4.3.2 La cuantía mínima para barras corrugadas o refuerzo electrosoldado de alambre, calculada con respecto al área bruta de concreto de 0.0018 es empírica, pero se ha 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. Ediciones anteriores del Reglamento permitían una reducción en el refuerzo de retracción y temperatura con resistencias de fluencia mayores de 420 MPa. No obstante, la mecánica de fisuración, sugiere que las resistencias a fluencia mayores no conducen a ningún beneficio para el control de fisuración. Si el ancho de las fisuras o el control de filtraciones es un estado límite de diseño, debe consultarse ACI 224R o ACI 350 respecto a las cuantías recomendadas.

R24.4.3.4 Los empalmes y anclajes terminales del 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 preesforzados prefabricados, de ancho no mayor a 3.7 m, como losas alveolares, losas macizas o losas 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 losas de piso y techo prefabricadas no preesforzadas. El ancho de 3.7 m 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 amarrados a 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.

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 preesforzado*

R24.4.4.1 Los requisitos de refuerzo preesforzado se han seleccionado para proporcionar una fuerza efectiva a la losa, aproximadamente igual a la resistencia a la fluencia del refuerzo no preesforzado de retracción y temperatura. Esta cantidad de refuerzo preesforzado con un esfuerzo promedio

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

mínimo de 0.7 MPa 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 preesforzado recomendado no debería causar dificultades en una estructura detallada adecuadamente. Puede requerirse atención especial cuando los efectos térmicos o la restricción sean significativos.

24.5 — Esfuerzos admisibles en miembros de concreto preesforzados sometidos a flexión

24.5.1 *Generalidades*

24.5.1.1 Se deben limitar los esfuerzos en el concreto en miembros preesforzados 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 preesforzado, 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.

R24.5 — Esfuerzos admisibles en miembros de concreto preesforzados 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.

El Reglamento 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 preesforzado. La aprobación del diseño debe cumplir con 1.10 del Reglamento.

24.5.2 *Clasificación de los miembros preesforzados sometidos a flexión*

24.5.2.1 Los miembros preesforzados 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.

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]	$f_t \le 0.62\sqrt{f'_c}$
Transición entre fisurado y no fisurado	T	$0.62\sqrt{f'_c} < f_t \le \sqrt{f'_c}$
Fisurado	C	$f_t > \sqrt{f'_c}$

[1] Los sistemas de losas preesforzadas en dos direcciones deben ser diseñadas como Clase U con $f_t \le 0.5\sqrt{f'_c}$.

R24.5.2 *Clasificación de los miembros preesforzados sometidos a flexión*

R24.5.2.1 Se definen tres clases de comportamiento de los miembros preesforzados 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. Estas clases aplican a miembros a flexión tanto con preesforzado adherido y como no adherido, pero los sistemas de losas preesforzadas en dos direcciones se requiere que sean diseñados como Clase U con $f_t \le 0.5\sqrt{f'_c}$.

Los requisitos de funcionamiento para cada clase se resumen en la Tabla R24.5.2.1. Para efectos de comparación, la Tabla R24.5.2.1 también contiene los requisitos correspondientes para miembros no preesforzados. Debido a la ausencia de compatibilidad de deformaciones unitarias, no es congruente incluir el área de refuerzo preesforzado no adherido en el cálculo de propiedades de la sección bruta o fisurada, pero la fuerza efectiva de preesfuerzo debe considerarse en la localización del eje neutro. Así mismo, en el cálculo de las propiedades de la sección debe considerarse el área de vacíos creados por las envolturas o ductos para el refuerzo preesforzado no adherido. Un procedimiento para evaluar

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

esfuerzos, deflexiones y control de fisuración en miembros preesforzados fisurados se presenta en Mast (1998).

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 de tracción.

En ambientes corrosivos, definidos como un ambiente en el cual ocurre ataque químico (tal como proveniente de agua marina, atmósferas industriales corrosivas, 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 20.5.1.4, 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	$\leq 0.62\sqrt{f'_c}$	$0.62\sqrt{f'_c} < f_t \leq \sqrt{f'_c}$	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	$M/(A_s \times$ 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.

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 $f_t > \sqrt{f'_c}$, se permite calcular los esfuerzos para cargas de servicio usando la sección transformada fisurada.

24.5.3 *Esfuerzos admisibles en el concreto después de la aplicación del preesforzado*

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 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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

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 ocurran, 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	$0.70f'_{ci}$
En otras ubicaciones	$0.60f'_{ci}$

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	$0.5\sqrt{f'_{ci}}$
En otras ubicaciones	$0.25\sqrt{f'_{ci}}$

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

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 $0.25\sqrt{f'_{ci}}$ y $0.5\sqrt{f'_{ci}}$ 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 $0.6f_y$, pero no mayor de 210 MPa. 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 $0.45f'_c$ 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 tanto, el límite de esfuerzos de $0.60f'_c$ permite un incremento de un

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

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

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 $\mathbf{0.45}f'_c$ 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 $\mathbf{0.60}f'_c$ controla.

El límite al esfuerzo de compresión de $\mathbf{0.45}f'_c$ para preesforzado más cargas mantenidas en el tiempo continúa controlando el comportamiento a largo plazo de miembros preesforzados.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO **COMENTARIO**

NOTAS:

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

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.

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 metro 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.

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 25 mm, 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 25 mm.

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 40 mm, $1.5d_b$, y $(4/3)d_{agg}$.

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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

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, MPa	Diámetro nominal del torón, mm	s mínimo
< 28	Todos	$4d_b$
≥ 28	< 12.7 mm	$4d_b$
	12.7 mm	45 mm
	15.2 mm	50 mm

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.

25.2.7 Para refuerzo no preesforzado paralelo en miembros de concreto lanzado, el espaciamiento libre debe estar de acuerdo con (a) o (b).

(a) El espaciamiento libre entre barras debe ser al menos el mayor entre $6d_b$ y 64 mm.

(b) Si se colocan dos capas de refuerzo, el espaciamiento libre en la capa más cercana a la boquilla debe ser al menos $12d_b$. La distancia libre entre barras en la otra capa debe cumplir con los requisitos de (a).

25.2.7.1 Se permite un espaciamiento libre que no cumple con 25.2.7(a) ó 25.2.7(b) si se utilizan paneles de prueba de concreto lanzado para demostrar que el refuerzo queda adecuadamente embebido de acuerdo con (a) y (b):

(a) El panel de prueba de concreto lanzado debe ser representativo de la configuración de refuerzo que se va a presentar.

(b) El profesional facultado para diseñar debe definir la cantidad de paneles de prueba, la frecuencia de colocación por operario de boquilla y tipo de miembro, y el espesor del panel para comprobar el embebido del refuerzo.

25.2.8 Para torones de preesforzado dentro de miembros de concreto lanzado, el espaciamiento mínimo centro a centro s debe cumplir con 25.2.4, excepto en lo que permite 25.2.6.

25.2.9 Para alambre preesforzado en miembros de concreto lanzado, el espaciamiento mínimo centro a centro s debe cumplir los requisitos para alambre de 25.2.5, excepto en lo que permite 25.2.6.

COMENTARIO

R25.2.4 El menor espaciamiento permitido para resistencia en transferencia de 28 MPa o más se basa en Deatherage et al. (1994) y Russell and Burns (1966).

R25.2.7.1 La información sobre los paneles de prueba para concreto lanzado se presenta en ACI 506R, e información sobre la evaluación del concreto lanzado se presenta en ACI 506.4R.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

25.2.10 Para refuerzo de estribos, estribos cerrados de confinamiento y espirales en columnas para ser construidas con concreto lanzado el mínimo espaciamiento libre debe ser 75 mm.

25.2.10.1 Se permite utilizar un espaciamiento libre diferente de 75 mm siempre y cuando se utilicen paneles de prueba de concreto lanzado para demostrar que el refuerzo queda adecuadamente embebido de acuerdo con 25.2.7.1.

COMENTARIO

R25.2.10 El concreto lanzado generalmente no se utiliza en construcción nueva de columnas debido al poco espaciamiento entre estribos, estribos cerrados de confinamiento, o refuerzo en espiral, los cuales hacen difícil lograr un embebido adecuado del refuerzo longitudinal de la columna. Espaciamientos menores que los prescritos en 25.2.10 requieren aprobación del profesional facultado para diseñar con base en paneles de prueba para concreto lanzado que demuestren que el refuerzo puede quedar embebido sin vacíos.

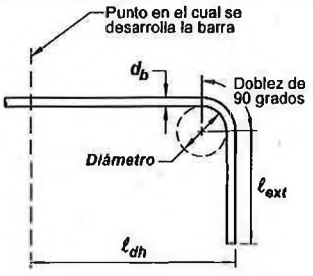
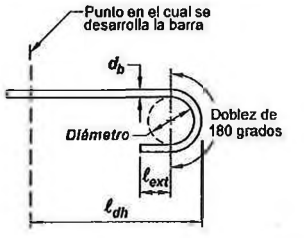
25.3 — Ganchos estándar, ganchos sísmicos, ganchos suplementarios y diámetro interior de doblado

25.3.1 Los ganchos estándar para el desarrollo de las barras corrugadas en tracción deben cumplir con la Tabla 25.3.1.

R25.3 — Ganchos estándar, ganchos sísmicos, ganchos suplementarios y diámetro interior de doblado

R25.3.1 Los dobleces estándar de las barras de refuerzo se describen en términos del diámetro interior de doblado, ya que éste resulta más fácil de medir que el radio de dicho doblez. Los factores principales que afectan el diámetro mínimo de doblado son la capacidad del acero de doblarse sin romperse y la prevención del aplastamiento del concreto dentro del doblez.

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, mm	Extensión recta[1] ℓ_{ext}, mm	Tipo de gancho estándar
Gancho de 90 grados	No. 10 a No. 25	$6d_b$	$12d_b$	
	No. 29 a No. 36	$8d_b$		
	No. 43 y No. 57	$10d_b$		
Gancho de 180 grados	No. 10 a No. 25	$6d_b$	Mayor de $4d_b$ y 65 mm	
	No. 29 a No. 36	$8d_b$		
	No. 43 y No. 57	$10d_b$		

[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.

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 circundar el refuerzo longitudinal.

R25.3.2 Los ganchos estándar de estribos y estribos cerrados de confinamiento están limitados a barras No. 25 o menores, y el gancho de 90 grados con una extensión de $6d_b$ está limitado además a barras No. 16 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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

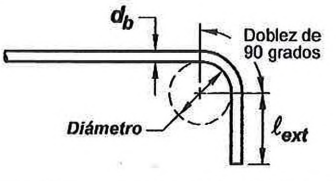
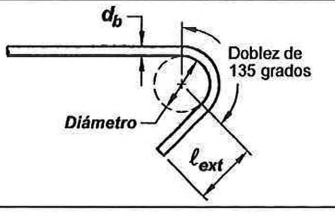
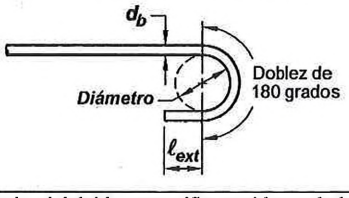
REGLAMENTO

COMENTARIO

confinamiento, se basa en la práctica aceptada de la industria en los Estados Unidos. El uso de barras para estribos No. 16 ó menores con ganchos estándar de 90, 135 ó 180 grados 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 cerrados de confinamiento en forma de refuerzo continuo.

Tabla 25.3.2 — Diámetro mínimo interior de doblado y geometría del gancho estándar para estribos y estribos cerrados de confinamiento

Tipo de gancho estándar	Diámetro de la barra	Diámetro interior mínimo de doblado, mm	Extensión recta[1] ℓ_{ext}, mm	Tipo de gancho estándar
Gancho de 90 grados	No. 10 a No. 16	$4d_b$	Mayor de $6d_b$ y 75 mm	
	No. 19 a No. 25	$6d_b$	$12d_b$	
Gancho de 135 grados	No. 10 a No. 16	$4d_b$	Mayor de $6d_b$ y 75 mm	
	No. 19 a No. 25	$6d_b$		
Gancho de 180 grados	No. 10 a No. 16	$4d_b$	Mayor de $4d_b$ y 65 mm	
	No. 19 a No. 25	$6d_b$		

[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 MD40 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 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 A1064M y A1022M).

25.3.4 Los ganchos sísmicos usados para anclar los estribos, estribos cerrados de confinamiento y ganchos suplementarios deben cumplir con (a) y (b):

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(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 sus 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.

COMENTARIO

R25.3.5 Los ganchos suplementarios se ilustran en la Fig. R25.3.5.

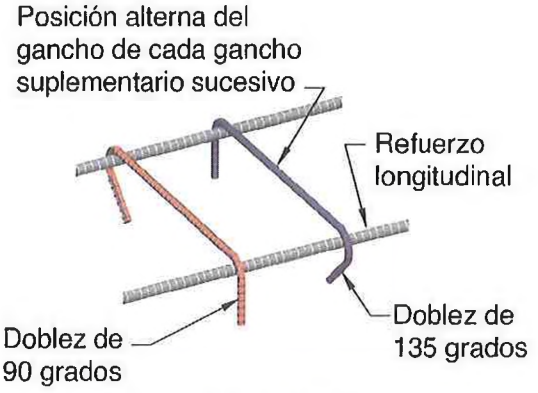


Fig. R25.3.5 — Gancho suplementario

25.4 — Desarrollo del refuerzo

25.4.1 *Generalidades*

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.

R25.4 — Desarrollo del refuerzo

R25.4.1 *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 capa de barras, aun en concreto masivo, puede crear un plano de debilidad presentándose hendimiento 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 pico en el refuerzo. Tales esfuerzos pico generalmente ocurren en los puntos donde se presentan los esfuerzos máximos y en puntos donde el refuerzo se dobla o se suspende. Desde el punto de esfuerzo pico 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 en ambos lados de los puntos de esfuerzo pico. 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 para momento negativo continúa a través de un apoyo hasta la mitad del vano siguiente. Los requisitos para un valor mínimo de K_{tr} a lo largo de la longitud de desarrollo y longitud de empalme por traslapo de 9.7.1.4, 10.7.1.3, 25.4.2.2, y 25.5.1.5 mejoran la ductilidad.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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 8.3 MPa.

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 25.4.2.3 ó 25.4.2.4 usando los factores de modificación aplicables de 25.4.2.5
(b) 300 mm.

25.4.2.2 Para barras con $f_y \geq 550$ MPa espaciadas más cerca que 150 mm entre centros, debe colocarse refuerzo transversal de tal manera que K_{tr} no sea menor que $0.5d_b$.

25.4.2.3 Para barras corrugadas o alambres corrugados, ℓ_d debe calcularse de acuerdo con la Tabla 25.4.2.3.

COMENTARIO

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 de 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 8.3 MPa, debido a que $\sqrt{f'_c}$ 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 8.3 MPa a $\sqrt{f'_c}$.

R25.4.2 *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 25.4.2.3 o la ecuación general de longitud de desarrollo [ecuación (25.4.2.4a)], que se basa en la expresión previamente apoyada por ACI 408.1R. En la Tabla 25.4.2.3, ℓ_d se basa en dos valores preseleccionados de $(c_b + K_{tr})/d_b$, en cambio, el ℓ_d de la ecuación (25.4.3.4a) 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 (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. 25 y No. 36 empalmadas por traslapo en concreto con un f'_c de aproximadamente 105 MPa, el refuerzo transversal mejoró el comportamiento dúctil de anclaje.

R25.4.2.3 Estos requisitos reconocen que muchos casos prácticos corrientes en construcción se utilizan valores de espaciamiento y recubrimiento, además de refuerzo de 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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

Tabla 25.4.2.3 — Longitud de desarrollo para barras corrugadas y alambre corrugado en tracción

Espaciamiento y recubrimiento	Barras No. 19 ó menores y alambres corrugados	Barras No. 22 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 al menos $2d_b$ y recubrimiento libre al menos que d_b	$\left(\frac{f_y\psi_t\psi_e\psi_g}{2.1\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b$	$\left(\frac{f_y\psi_t\psi_e\psi_g}{1.7\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b$
Otros casos	$\left(\frac{f_y\psi_t\psi_e\psi_g}{1.4\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b$	$\left(\frac{f_y\psi_t\psi_e\psi_g}{1.1\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b$

25.4.2.4 Para barras corrugadas y alambres corrugados ℓ_d debe calcularse por medio de:

$$\ell_d = \left(\frac{f_y}{1.1\lambda\sqrt{f'_c}}\frac{\psi_t\psi_e\psi_s\psi_g}{\left(\frac{c_b+K_{tr}}{d_b}\right)}\right)d_b \qquad (25.4.2.4a)$$

en donde el término de confinamiento $(c_b + K_{tr})/d_b$ no debe tomarse mayor a 2.5 y

COMENTARIO

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 $\ell_d = \left[f_y\psi_t\psi_e\psi_g/\left(1.7\lambda\sqrt{f'_c}\right)\right]d_b$. 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. 19 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. 19 o menores y alambres corrugados*" de la Tabla en 25.4.2.3. 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 20.5.1.3 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 (25.4.2.4a).

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. 22 o mayores localizadas en la parte inferior de la sección $(\psi_t = 1.0)$ con $f'_c =$ 28 MPa y acero Grado 420 $(\psi_g = 1.0)$, las ecuaciones se reducen a

$$\ell_d = \frac{(420)(1.0)(1.0)(1.0)}{1.7(1.0)\sqrt{28}}d_b = 47d_b$$

o

$$\ell_d = \frac{(420)(1.0)(1.0)(1.0)}{1.1(1.0)\sqrt{28}}d_b = 72d_b$$

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 lleva al resultado que $\ell_d = 72d_b$.

R25.4.2.4 La ecuación (25.4.2.4a) incluye los efectos de todas las variables que controlan la longitud de desarrollo. En la ecuación (25.4.2.4a), 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 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 hendimiento. 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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

$$K_{tr} = \frac{40A_{tr}}{sn} \qquad (25.4.2.4b)$$

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 o es requerido.

25.4.2.5 Para el cálculo de ℓ_d, los factores de modificación deben cumplir con la Tabla 25.4.2.5.

COMENTARIO

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. ψ_g es el factor de resistencia del refuerzo que tiene en cuenta la resistencia a la fluencia del refuerzo. 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 hendimiento. 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 25.4.2.4 para producir longitudes de desarrollo significativamente más cortas que las permitidas por 25.4.2.3. 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 R25.4.2.3.

Con anterioridad al ACI 318-08, la ecuación (25.4.2.4b) 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 (25.4.2.4a) pueden ser despreciados cuando dicha omisión produzca longitudes de desarrollo mayores y, por lo tanto, más conservadoras.

R25.4.2.5 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 de peso liviano. Las investigaciones no confirmaron las variaciones de este factor para concreto todo liviano y concreto con arena liviana utilizadas en Reglamentos anteriores a 1989 (ACI 408R).

El factor de resistencia del refuerzo ψ_g tiene en cuenta la resistencia a la fluencia del refuerzo en la longitud de desarrollo requerida. Investigaciones han mostrado que las longitudes de desarrollo requeridas aumentan desproporcionadamente con aumentos en la resistencia a la fluencia (Orangun et al. 1977; Canbay and Frosch 2005).

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 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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

Tabla 25.4.2.5 — 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 normal	1.0
Grado del refuerzo ψ_g	Grado 280 ó Grado 420	1.0
	Grado 550	1.15
	Grado 690	1.3
Epóxico[1] ψ_e	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
Tamaño ψ_s	Para barras No. 22 y mayores	1.0
	Para barras No. 19 o menores y alambres corrugados	0.8
Ubicación[1] ψ_t	Más de 300 mm 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.

COMENTARIO

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 ubicación 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.

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) $\left(\dfrac{f_y\psi_e\psi_r\psi_o\psi_c}{23\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b^{1.5}$ con ψ_e, ψ_r, ψ_o, ψ_c y λ dados en 25.4.3.2

(b) $8d_b$

(c) 150 mm

25.4.3.2 Para el cálculo de ℓ_{dh}, los factores de modificación ψ_e, ψ_r, ψ_o, ψ_c y λ deben cumplir con la Tabla 25.4.3.2. En

R25.4.3 *Desarrollo de ganchos estándar en tracción*

R25.4.3.1 Los requisitos para barras con gancho son aplicables únicamente a ganchos estándar (véase 25.3.1). La longitud de desarrollo ℓ_{dh} se mide desde la sección crítica al extremo exterior (o borde) del gancho.

En la investigación de Sperry et al. (2017a), se encontró que la falla por arrancamiento del concreto era el modo predominante de falla de barras con gancho. Las barras con gancho poco separadas conducen a una menor resistencia por barra que cuando están más separadas debido a que el área de la superficie de arrancamiento se reduce debido a las barras colocadas más cerca (Ajaam et al. 2018). Para barras colocadas adyacentes al borde del miembro, el porcentaje de barras con gancho que mostraron fallas por hendimiento aumentó con el tamaño de las barras.

El efecto de la resistencia a la fluencia de las barras, el espaciamiento y el confinamiento por medio de estribos ha sido actualizado para reflejar los resultados de ensayos (Sperry et al. 2018). Los valores mínimos de ℓ_{dh} se prescriben para evitar las fallas debidas a deslizamiento directo en los casos en que el gancho pueda estar localizado cerca de la sección crítica. Los ganchos en nudos viga-columna y ménsulas deben ubicarse tan cerca como sea práctico de la cara posterior del nudo.

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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

los extremos discontinuos de los miembros, se debe cumplir con 25.4.3.4.

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
Epóxico ψ_e	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
Confinamiento del refuerzo ψ_r	Para barras No. 36 y menores con $A_{th} \geq 0.4A_{hs}$ o s[1] $\geq 6d_b$[2]	1.0
	Otros	1.6
Ubicación ψ_o	Para barras con gancho No. 36 y menores: (1) que terminan dentro del núcleo de la columna con recubrimiento lateral normal al plano del gancho $\geq$ 60 mm, o (2) con recubrimiento lateral normal al plano del gancho $\geq 6d_b$	1.0
	Otros	1.25
Resistencia del concreto ψ_c	Para $f'_c < 42$ MPa	$\frac{f'_c}{105} + 0.6$
	Para $f'_c \geq 42$ MPa	1.0

[1] s es el mínimo espaciamiento centro a centro de las barras con gancho

[2] d_b es el diámetro nominal de la barra con gancho.

25.4.3.3 El área total de las secciones de las barras de estribos que confinan las barras con gancho, A_{th}, debe consistir en (a) o (b):

(a) Estribos que circundan el gancho y cumplen con 25.3.2.

(b) Otro refuerzo que circunda el gancho, que se extiende al menos $0.75\ell_{dh}$ desde el gancho circundado en la dirección de la barra en tracción y cumple con (1) ó (2). Para miembros con refuerzo de confinamiento que es tanto paralelo como perpendicular a ℓ_{dh} se permite utilizar un valor de A_{th} basado en (1) ó (2) que resulte en el menor valor de ℓ_{dh}.

(1) Deben colocarse dos o más estribos paralelos a ℓ_{dh} circundando los ganchos, distribuidos uniformemente con un espaciamiento centro a centro que no exceda $8d_b$, y dentro de una distancia $15d_b$ del eje de la porción recta de la barra con gancho, donde d_b es el diámetro nominal de la barra con gancho.

(2) Deben colocarse dos o más estribos perpendiculares a ℓ_{dh} circundando las barras con gancho, los cuales deben distribuirse uniformemente a lo largo de ℓ_{dh} con un espaciamiento centro a centro que no exceda $8d_b$, donde d_b es el diámetro nominal de la barra con 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 tener en consideración la reducción en la adherencia cuando el refuerzo está recubierto con epóxico. El factor de ubicación ψ_o está basado en ensayos (Johnson and Jirsa 1981; Sperry et al. 2017a,b) que demostraron que la longitud de desarrollo de barras con gancho ancladas dentro del núcleo de una columna con recubrimiento lateral menor que 60 mm o en otros miembros con recubrimiento lateral menor que $6d_b$ requieren un 25 por ciento mayor de longitud de desarrollo en comparación con miembros similares con mayor recubrimiento.

El factor ψ_r de refuerzo de confinamiento se basa en resultados de ensayo presentados por Ajaam et al. (2018). Un valor de 1.0 es utilizado para ψ_r para barras con gancho separadas ampliamente, con $s \geq 6d_b$ y para barras con gancho con $A_{th}/A_{hs} \geq 0.4$. Donde la separación entre barras es pequeña, o $A_{th}/A_{hs} < 0.4$ el factor de confinamiento es 1.6. Debido a que no se dispone de resultados de ensayos con barras No. 43 y No. 57, los valores de ψ_r para barras con gancho mayores que No. 36 son los mismos que para barras No.36 y diámetros menores sin refuerzo de confinamiento. No se han realizaron ensayos que permitan verificar la extrapolación a barras grandes con resistencia del concreto mayor que 70 MPa. Las longitudes de desarrollo cuando se calculan utilizando 25.4.3.1(a) y los factores de 25.4.3.2, llegan a ser hasta 50 por ciento mayores que las requeridas por Reglamentos anteriores a ACI 318-19.

R25.4.3.3 La distribución del refuerzo de confinamiento se muestra en las Fig. R25.4.3.3a y R25.4.3.3b. La Fig. R25.4.3.3a muestra la colocación de estribos paralelos a la barra que se desarrolla a lo largo de la longitud de la extensión de la cola del gancho más el doblez. Esta configuración sería típica en un nudo viga-columna. Los ensayos han mostrado que el refuerzo de confinamiento orientado paralelo o perpendicular a la longitud de desarrollo de la barra con gancho y localizado dentro de las regiones definidas en 25.4.3.3 (a) o (b), contribuye a la resistencia de anclaje en proporción al área de refuerzo de confinamiento tanto para ganchos de 90 grados o de 180 grados (Sperry et al. 2017b). La Fig. R25.4.3.3b muestra la colocación de estribos perpendiculares a la barra que se desarrolla, espaciados a lo largo de $0.75\ell_{dh}$ del gancho. Los ensayos utilizados para establecer estos criterios se basaron en nudos viga-columna con estribos perimetrales unicamente (Sperry et al. 2017a; Ajaam et al. 2018). Ambas ramas de estribo individual contribuyen a A_{th}.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

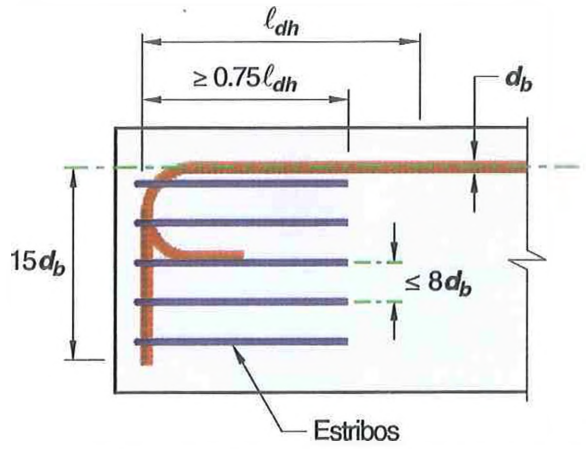


Fig. R25.4.3.3a — Refuerzo de confinamiento colocado paralelo a la barra que se está desarrollando que contribuye a la resistencia de anclaje de barras con ganchos tanto de 90 como de 180 grados

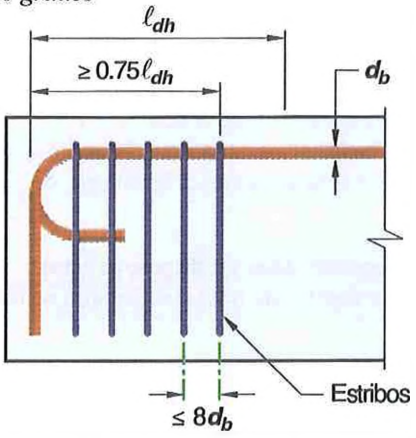


Fig. R25.4.3.3b — Refuerzo de confinamiento colocado perpendicularmente a la barra que se está desarrollando, espaciado a lo largo de la longitud de desarrollo ℓ_{dh} que contribuye a la resistencia del anclaje de barras con ganchos tanto de 90 como de 180 grados

25.4.3.4 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 65 mm, la barra con gancho debe cumplir con (a) y (b):

(a) El gancho se debe circundar a lo largo de ℓ_{dh} con estribos perpendiculares a ℓ_{dh} con $s \leq 3d_b$.

(b) El primer estribo debe circundar la parte doblada del gancho dentro de una distancia $2d_b$ del exterior del doblez.

donde d_b es el diámetro nominal de la barra con gancho

R25.4.3.4 Las barras con gancho 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. R25.4.3.4). El refuerzo transversal se requiere para para dar resistencia adicional contra la falla por hendimiento. Este requisito aplica en los extremos de vigas simplemente apoyadas, en el extremo libre de voladizos, y en los nudos exteriores de miembros que aportican en un nudo donde los miembros no se extienden más allá de él. Estas disposiciones no aplican a barras con gancho en extremos discontinuos de losas donde el confinamiento es proporcionado por la continuidad de la losa a ambos lados perpendiculares al plano del gancho.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

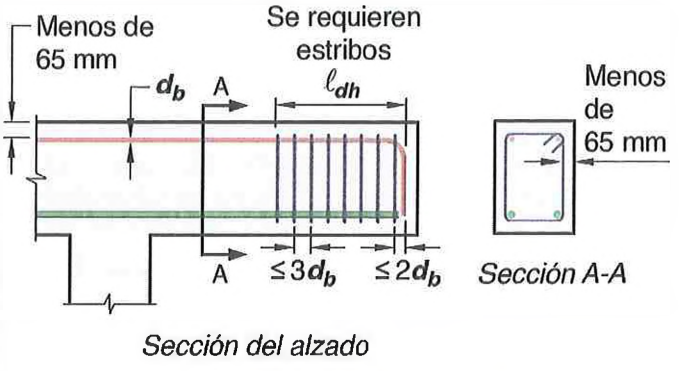


Fig. R25.4.3.4 — Recubrimiento del concreto según 25.4.3.4.

25.4.4 *Desarrollo de barras corrugadas con cabeza en tracción*

25.4.4.1 El uso de cabeza para desarrollar la barra corrugadas en tracción está limitado a condiciones que cumplan con (a) hasta (f):

(a) La barra debe cumplir con 20.2.1.6.
(b) El tamaño de la barra no debe ser mayor que No. 36
(c) El área neta de apoyo de la cabeza A_{brg} debe ser al menos $4A_b$.
(d) El concreto debe ser de peso normal.
(e) El recubrimiento libre para la barra no debe ser menor que $2d_b$.
(f) El espaciamiento centro a centro entre las barras debe ser al menos $3d_b$.

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 aplastamiento 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 de aplastamiento del concreto en la cabeza solamente. Las barras con cabeza se limitan a aquellos tipos que cumplen con los requisitos de 20.2.1.6 para cabezas Clase HA.

Los requisitos para barras corrugadas con cabeza fueron redactados teniendo en cuenta las debidas consideraciones de las disposiciones para anclajes del Capítulo 17 (Shao et al. 2016). 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 tamaño máximo de las barras a No. 36 y de solo concreto de peso normal están basadas en ausencia de datos disponibles de ensayos de barras de mayor tamaño en concreto liviano (Thompson et al. 2005, 2006a, b; Shao et al. 2016). El límite superior en f_y de 420 MPa que existía antes del Reglamento de 2019 ha sido retirado.

Para barras en tracción, las cabezas permiten que las barras se desarrollen en una longitud más corta que la requerida para los ganchos estándar, pero de todas maneras se comportan de forma similar (Thompson et al. 2005, 2006a, b; Shao et al.). La cabeza se considera parte de la barra para fines de cumplir con los requisitos de recubrimiento especificado en 20.5.1.3 y en los requisitos de tamaño de los agregados de 26.4.2.1(a)(5).

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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

25.4.4.2 Para las barras corrugadas con cabeza, la longitud de desarrollo a tracción ℓ_{dt}, debe ser la más larga de (a) hasta (c):

(a) $\left(\dfrac{f_y \psi_e \psi_p \psi_o \psi_c}{31\sqrt{f'_c}}\right) d_b^{1.5}$ con los factores ψ_e, ψ_p, ψ_o y ψ_c dados en 25.4.4.3

(b) $8d_b$

(c) 150 mm

COMENTARIO

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 R25.4.4.2a. Los requisitos están primariamente basados en ensayos simulados de nudos viga-columna (Shao et al. 2016).

Si las barras longitudinales con cabeza de una viga, losa o ménsula terminan en un miembro de apoyo, como en la columna mostrada en la Fig. R25.4.4.2b, las barras deben extenderse a través del nudo hasta la cara más lejana del núcleo confinado 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 exceda ℓ_{dt}. Extender la barra hasta el lado más lejano del núcleo de la columna ayuda a vincular todo el nudo en resistir las fuerzas de anclaje y por esto mejora el comportamiento del nudo.

Si 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 R25.4.4.2c y R25.4.4.2d, las resistencias de anclaje serán generalmente mayores que si la longitud de embebido sea igual o mayor a $d/1.5$ (Eligehausen 2006b) como se aprecia en la Fig. 25.4.4.2c, o proporcionando refuerzo en forma de estribo o estribo cerrado de confinamiento para establecer una trayectoria de carga de acuerdo a los principios del modelo puntal-tensor, como se aprecia en la Fig. R25.4.4.2d. Los modelos puntal-tensor deben ser verificados de acuerdo con el Capítulo 23. Cabe señalar que los modelos puntal-tensor ilustrados por las figuras R25.4.4.2c y R25.4.4.2d dependen de un puntal vertical de la columna que se extiende por encima del nudo. Los nudos viga-columna a nivel de techo 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 la longitud de desarrollo no pueda diseñarse de acuerdo con 25.4.4.2 debe considerarse el uso de los requisitos del Capítulo 17.

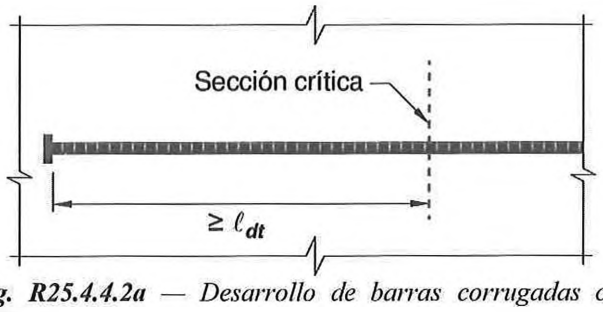


Fig. R25.4.4.2a — Desarrollo de barras corrugadas con cabeza

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO **COMENTARIO**

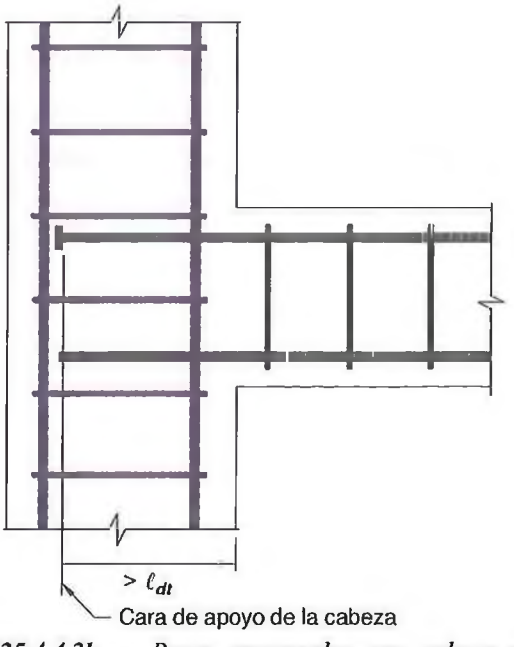


Fig. R25.4.4.2b — Barra corrugadas con cabeza que se extiende hasta la cara lejana del núcleo de la columna con una longitud de anclaje que excede ℓ_{dt}

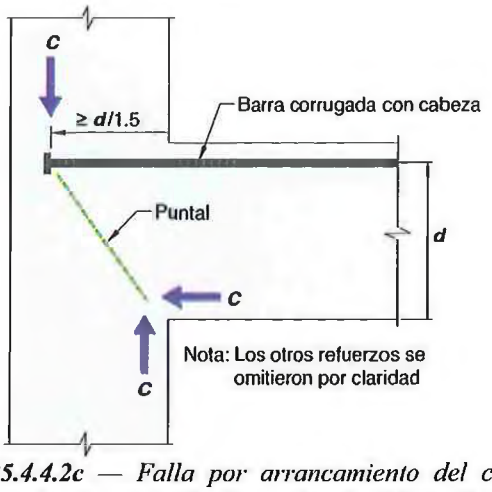


Fig. R25.4.4.2c — Falla por arrancamiento del concreto evitada en el nudo manteniendo una longitud de anclaje mayor o igual a $d/1.5$.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

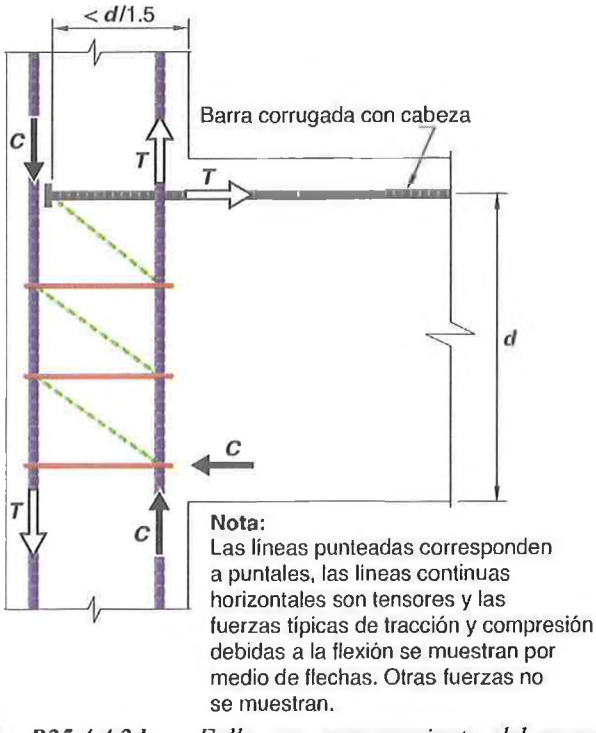


Fig. R25.4.4.2d — Falla por arrancamiento del concreto evitada en el nudo usando refuerzo transversal para habilitar un mecanismo puntal-tensor.

25.4.4.3 Para el cálculo de ℓ_{dt} los factores de modificación ψ_e, ψ_p, ψ_o y ψ_c deben estar de acuerdo con la Tabla 25.4.4.3.

Tabla 25.4.4.3 — Factores de modificación para el desarrollo de las barras con cabeza en tracción

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Epóxico ψ_e	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
Refuerzo de estribos paralelos ψ_r	Para barras No. 36 y menores con $A_{tt} \geq 0.3A_{hs}$ o s[1] $\geq 6d_b$[2][3]	1.0
	Otros	1.6
Ubicación ψ_o	Para barras con cabeza (1) que terminan dentro del núcleo de la columna con recubrimiento lateral normal al plano del gancho $\geq$ 60 mm, o (2) con recubrimiento lateral $\geq 6d_b$	1.0
	Otros	1.25
Resistencia del concreto ψ_c	Para $f'_c < 42$ MPa	$\frac{f'}{105} + 0.6$
	Para $f'_c \geq 42$ MPa	1.0

[1] s es el mínimo espaciamiento centro a centro de las barras con cabeza

[2] d_b es el diámetro nominal de la barra con cabeza.

[3] Referirse a 25.4.4.5.

R25.4.4.3 El factor de epóxico, ψ_e, de 1.2 está basado de manera conservadora en el factor usado para ganchos estándar recubiertos con epóxico. El factor de ubicación ψ_o tiene en cuenta el confinamiento suministrado por el refuerzo dentro de columnas y los recubrimientos laterales grandes en otros miembros.

El factor ψ_p para refuerzo con cabeza es similar al factor de confinamiento para barras con gancho (Shao et al. 2016). A diferencia con las barras con gancho, los resultados de ensayos indican que solo refuerzo de estribos o estribos cerrados de confinamiento paralelo a la barra con cabeza contribuye a la resistencia de anclaje y reduce la longitud de desarrollo (Thompson et al. 2005, 2006a,b).

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

25.4.4.4 Para nudos viga-columna, el área total de la sección del refuerzo de estribos paralelos A_{tt} debe consistir en estribos orientados paralelos a ℓ_{dt} y localizados dentro de $8d_b$ medidos a lo largo del eje de la barra con cabeza hacia la mitad del nudo, donde d_b es el diámetro nominal de la barra con cabeza.

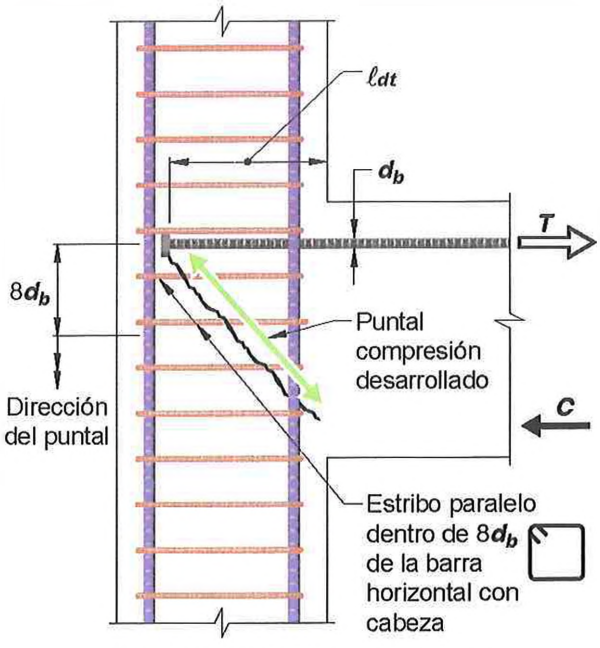
COMENTARIO

R25.4.4.4 El refuerzo orientado paralelo a la longitud de desarrollo de barras con cabeza localizadas dentro de la región definida en 25.4.4.4 (Fig. R25.4.4.4) contribuye a la resistencia de anclaje en proporción a su área (Shao et al. 2016). Este refuerzo sirve para amarrar el concreto localizado cerca de la cabeza con el concreto al otro lado de la superficie de falla y así moviliza resistencia de anclaje adicional. Con la excepción de refuerzo vertical de nudo en forma de estribos, que están adecuadamente anclados al lado lejano del nudo, el refuerzo orientado perpendicularmente a la longitud de desarrollo se ha demostrado en un número de casos ser inefectivo en mejorar el anclaje de barras corrugadas con cabeza (Thompson et al. 2005, 2006a,b). Ambas ramas de los estribos individuales paralelos a las barras con cabeza contribuyen a A_{tt}.

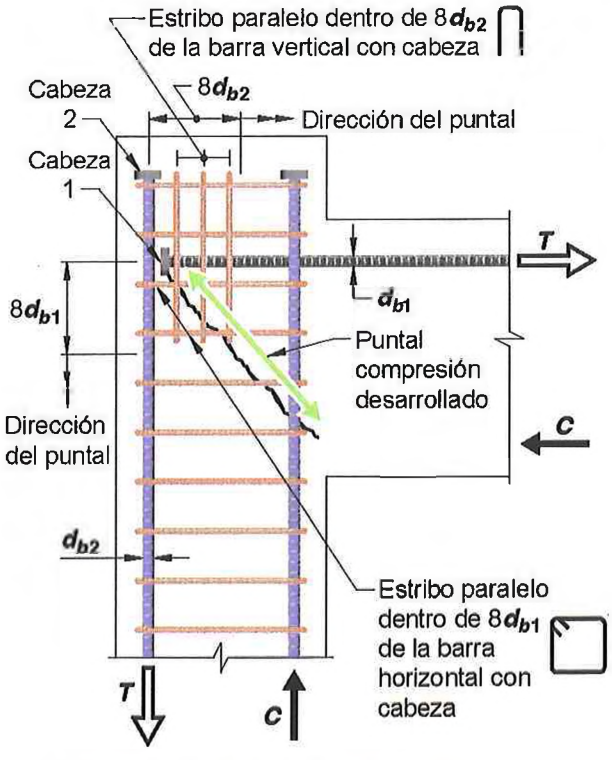
American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO



(a) Barras horizontales con cabeza



(b) Barras verticales y horizontales con cabeza

***Fig. R25.4.4.4** — Estribos colocados paralelos a las barras con cabeza de la viga que se desarrollan en un nudo viga-columna y que contribuyen a la resistencia de anclaje.*

25.4.4.5 En anclajes que no son para nudos viga-columna, el refuerzo A_{tt} no debe tenerse en cuenta y ψ_p debe tomarse como 1.0 si el espaciamiento es al menos $6d_b$.

R25.4.4.5 No hay evidencia disponible respecto al efecto de refuerzo paralelo en la longitud de desarrollo de barras con cabeza, excepto en nudos viga-columna.

aci American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

25.4.4.6 Si el refuerzo para momento negativo en vigas utiliza barras corrugadas con cabeza que terminan en el nudo, la columna debe extenderse por encima de la parte superior del nudo una distancia al menos igual a la altura h del nudo, donde h corresponde a la dimensión horizontal del nudo en la dirección de las fuerzas bajo consideración. Alternativamente, el refuerzo de la viga debe estar circundado por refuerzo adicional vertical de nudo equivalente al confinamiento de la cara superior del nudo.

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 MD200 o menores.

(a) Longitud calculada de acuerdo a 25.4.6.2.
(b) 200 mm

25.4.6.2 Para el refuerzo electrosoldado de alambre corrugado, ℓ_d debe calcularse de acuerdo con 25.4.2.3. ó 25.4.2.4, multiplicado por un factor para refuerzo electrosoldado de alambre, ψ_w, obtenido de acuerdo con 25.4.6.3 ó 25.4.6.4. 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 $\psi_e = \mathbf{1.0}$ en 25.4.2.3 ó 25.4.2.4.

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 50 mm de la sección crítica, ψ_w debe tomarse como el mayor de (a) y (b), sin que haya necesidad de que exceda la unidad (1.0):

(a) $\left(\dfrac{f_y - 240}{f_y}\right)$

COMENTARIO

R25.4.4.6 Véase R18.4.4.5.

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 A1064M 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 25.4.2.3 ó 25.4.2.4.

Los ensayos (Bartoletti and Jirsa 1995) han indicado que 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(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 50 mm 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 MD200 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) 150 mm

25.4.7.2 ℓ_d debe determinarse como el mayor de (a) y (b):

(a) espaciamiento de los alambres transversales + 50 mm

(b) $3.3\left(\frac{f_y}{\lambda\sqrt{f'_c}}\right)\left(\frac{A_b}{s}\right)$ donde s es el espaciamiento entre los alambres a desarrollarse y λ está dado en la Tabla 25.4.2.5.

COMENTARIO

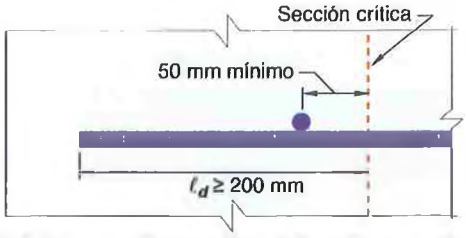


Fig. R25.4.6.3 — Desarrollo del refuerzo de alambre corrugado electrosoldado.

R25.4.6.5 El alambre corrugado de tamaño mayor que el MD200 se trata como alambre liso porque los ensayos han demostrado que el alambre de tamaño MD290 puede llegar solo hasta el 60 por ciento de la resistencia de adherencia en tracción dada por la ecuación (25.4.2.4a) (Rutledge and DeVries 2002).

R25.4.7 *Desarrollo de refuerzo electrosoldado de alambre liso a tracción*

R25.4.7.1 La norma ASTM A1064M 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.

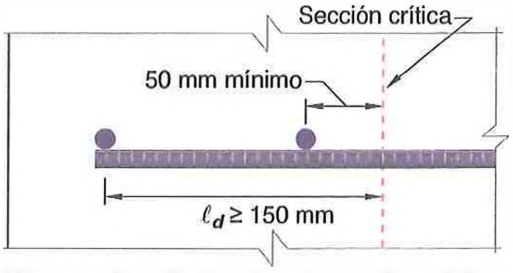
R25.4.7.2 La Fig. R25.4.7.2 ilustra los requisitos de desarrollo para refuerzo electrosoldado de alambre liso, los cuales dependen principalmente de la localización de los alambres transversales.

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 50 mm 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).

aci American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO



R25.4.7.2 — Longitud de desarrollo del refuerzo electrosoldado de alambre liso.

25.4.8 *Desarrollo de torones de preesforzado de siete alambres a tracción*

R25.4.8 *Desarrollo de torones de preesforzado de siete alambres a tracción*

Los requisitos de desarrollo de torones de preesforzado 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 50 mm. Estos ensayos pueden no ser representativos del comportamiento del torón en concreto 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 aplican a alambres lisos ni a tendones anclados en los extremos o a torones no preesforzados. 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 preesforzado 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; PCA 1980).

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) $$\ell_d = \left(\frac{f_{se}}{21}\right)d_b + \left(\frac{f_{ps} - f_{se}}{7}\right)d_b \qquad (25.4.8.1)$$

(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

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 preesfuerzo efectivo en el refuerzo de preesforzado, 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} en el refuerzo preesforzado correspondiente a la resistencia nominal del miembro.

Las pruebas exploratorias (Kaar and Magura 1965) para estudiar el efecto de torones de preesfuerzo no adheridos (sin permitir que la adherencia se extienda hasta los extremos de los

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

requerida para desarrollar el torón, ℓ_d, debe ser el doble del valor calculado por medio de la ecuación (25.4.8.1).

25.4.8.2 Los torones de siete alambres deben adherirse al menos ℓ_d más allá de la sección crítica, excepto como se permite 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).

COMENTARIO

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 preesfuerzo no adherido totalmente hasta el extremo del miembro. Pruebas posteriores (Rabbat et al. 1979) indicaron que en miembros preesforzados 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 preesfuerzo no adheridos. Para el análisis de secciones con torones de preesfuerzo 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.

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 preesforzados con torones limpios de 6.4, 9.5 y 12.7 mm de diámetro para los que el valor máximo de f_{ps} era 1900 MPa (Kaar and Magura 1965; Hanson and Kaar 1959; Kaar et al. 1963).

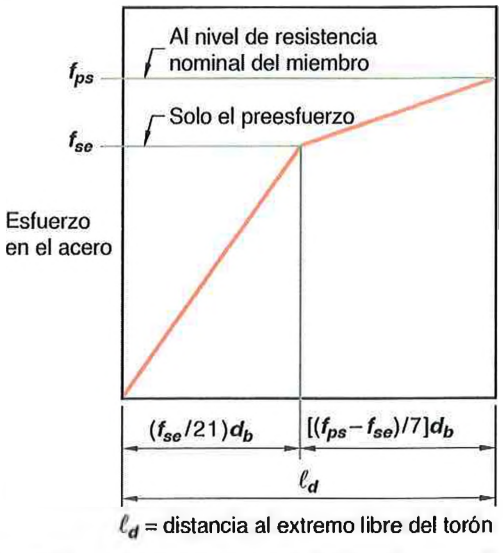


Fig. R25.4.8.3 — Relación bilineal idealizada entre el esfuerzo en el acero y la distancia al extremo libre del torón.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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) 200 mm

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) $\left(\dfrac{0.24 f_y \psi_r}{\lambda \sqrt{f'_c}}\right) d_b$

(b) $0.043 f_y \psi_r d_b$

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).

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 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 $d_b \geq$ 6 mm y paso 100 mm. (3) Estribos de barra No. 13 o alambre MD130 de acuerdo con 25.7.2 espaciado $\leq$ 100 mm centro a centro. (4) Estribos cerrados de confinamiento de acuerdo con 25.7.4 y espaciadas a distancias $\leq$ 100 mm, 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), 25.4.6.1(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 de desarrollo modificadas no deben ser menores a los respectivos mínimos especificados en 25.4.2.1(b), 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 (f).

COMENTARIO

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 0.043 tiene unidades de mm^2/N. 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.

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 refuerzo recto no es apropiado para barras con gancho o con cabeza porque la

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(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 gancho, con cabeza y barras ancladas mecánicamente
(e) En sistemas resistentes ante fuerzas sísmicas de estructuras asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico C, D, E, o F.
(f) El anclaje de pilotes de concreto y pilotes de tubo de acero relleno de concreto a los cabezales de pilotes en estructuras asignadas a las Categorías de Diseño Símico C, D, E o F.

COMENTARIO

fuerza se transfiere por medio de una combinación de aplastamiento en el gancho o en la cabeza y adherencia a lo largo de la barra. La posibilidad de arrancamiento debido al aplastamiento en el gancho o en la cabeza se tuvo en cuenta al desarrollar los requisitos de 25.4.3 y 25.4.4. Debido a que la resistencia de anclaje, y en particular la resistencia al arrancamiento del concreto del gancho o de la cabeza de una barra es función de la longitud de embebido elevada a un exponente ligeramente mayor que 1.0 (Shao et. al 2016; Sperry et al. 2017b), 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 resistente ante fuerzas sísmicas, cargas mayores que las previstas en el diseño pueden provocar inversión de momentos en el apoyo y por lo tanto algún 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 debería utilizar 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 temperatura de acuerdo con 24.4.3.4, o para el desarrollo de refuerzo diseñado de acuerdo con 7.7.7, 8.7.4.2, 8.8.1.6, 9.7.7, y 9.8.1.6.

25.5 — Empalmes

25.5.1 *Generalidades*

25.5.1.1 Para las barras mayores de No. 36, 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 150 mm.

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, 18.7.4.4 y con esta sección.

R25.5.1.1 Debido a la carencia de datos experimentales adecuados sobre empalmes por traslapo de barras No. 43 y No. 57 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. 43 y No. 57 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 150 mm 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

25.5.1.4 No se permite reducir las longitudes de desarrollo de acuerdo con 25.4.10.1 para calcular las longitudes de empalme por traslapo.

25.5.1.5 Para barras con $f_y \geq 550$ MPa espaciadas más cerca de 150 mm entre centros, debe colocarse refuerzo transversal tal que K_{tr} no sea menor que $0.5d_b$.

22.5.1.6 Los empalmes por traslapo sin contacto entre las barras para refuerzo en concreto lanzado deben tener un espaciamiento libre de acuerdo con (a) o (b):

(a) Para barras No. 19 y barras más pequeñas, el espaciamiento libre entre barras debe ser al menos mayor que $6d_b$ y 60 mm.

(b) Para barras No. 22 y barras de mayor diámetro, el espaciamiento libre se debe establecerse utilizando un panel de prueba de concreto lanzado para demostrar que el refuerzo queda adecuadamente embebido.

22.5.1.7 Los empalmes por traslapo donde hay contacto entre las barras para refuerzo en concreto lanzado deben orientarse con el plano de las barras empalmadas perpendicular a la superficie del concreto lanzado y deben ser aprobados por el profesional facultado para diseñar con base en un panel de prueba para demostrar que el refuerzo queda adecuadamente embebido.

25.5.1.8 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).

COMENTARIO

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.

R25.5.1.6 y **R25.5.1.7** El ACI 506R proporciona información sobre paneles de muestra para concreto lanzado y en ACI 506.4R hay información para la evaluación del concreto lanzado.

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 25.4.2.3 ó 25.4.2.4. El requisito de una longitud de traslapo de dos niveles fomenta el empalme de las barras en puntos de esfuerzo mínimo y a escalonar 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 lejos de las zonas de esfuerzos de tracción altos hacia donde el área del acero proporcionado en la localización del empalme por traslapo sea por lo menos 2 veces la requerida por el análisis.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

Tabla 25.5.2.1— Longitud de empalme por traslapo de barras y alambres corrugados a tracción

$A_{s,colocado}/A_{s,requerido}$ 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 300 mm
	100	Clase B	Mayor de:	$1.3\ell_d$ y 300 mm
< 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 empalman 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.

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 200 mm donde ℓ_d se calcula de acuerdo con 25.4.6.1(a), siempre y cuando 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 50 mm.
(b) Los alambres en la dirección de la longitud de desarrollo deben ser alambres corrugados MD200 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.

COMENTARIO

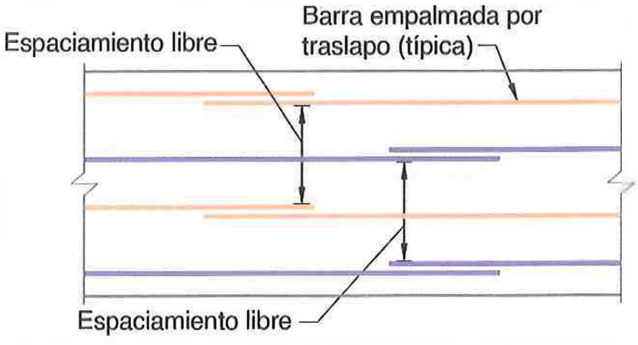
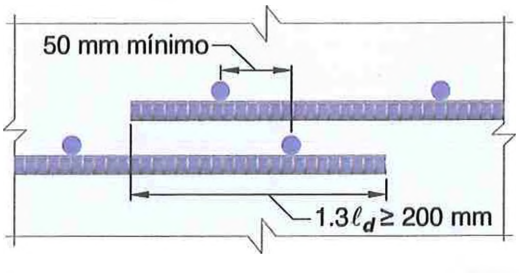


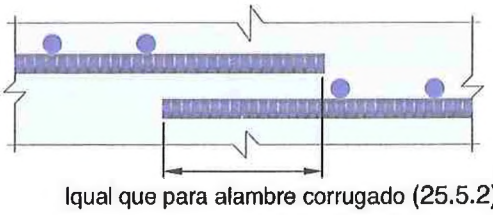
Fig. R25.5.2.1—Espaciamiento libre de las barras empalmadas por traslapo para determinar ℓ_d de los empalmes escalonados.

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.



Empalme por traslapo satisface R25.5.3.1(a)



Igual que para alambre corrugado (25.5.2)

Empalme por traslapo satisface R25.5.3.1.1

Fig. R25.5.3.1— Empalme por traslapo de refuerzo electrosoldado de alambre corrugado.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

25.5.3.1.2 Cuando no se cumpla con 25.5.3.1(b), ℓ_{st} debe calcularse de acuerdo con 25.5.4.

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) hasta (c):

(a) $s + 50$ mm.
(b) $1.5\ell_d$
(c) 150 mm

Donde s es el espaciamiento de los alambres trasversales y ℓ_d se calcula de acuerdo con 25.4.7.2(b).

COMENTARIO

R25.5.3.1.2 Donde cualquier alambre liso, o alambre corrugado mayor que MD200, 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 por traslapo con refuerzo electrosoldado 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 MD200 se trata como alambre liso porque ensayos han mostrado que el alambre de tamaño MD290 logra aproximadamente el 60 por ciento de la resistencia de adherencia en tracción dada por la ecuación (25.4.2.4a) (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 mm) y no en diámetros del alambre o longitud. El requisito de longitud traslapada adicional de 50 mm 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 150 mm. 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.

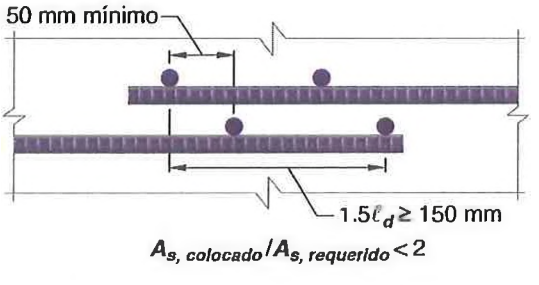


Fig. R25.5.4.1 — Empalmes por traslapo de refuerzo electrosoldado de alambre liso donde $A_{s,colocado}/A_{s,requerido} < 2$.

REGLAMENTO

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) 50 mm

donde ℓ_d debe calcularse de acuerdo con 25.4.7.2(b).

COMENTARIO

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.

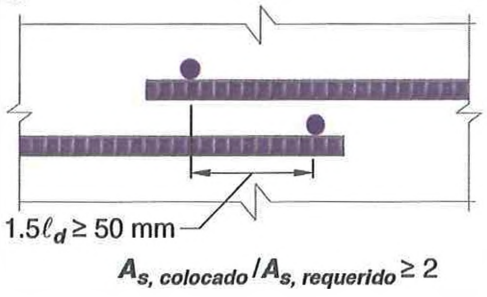


Fig. R25.5.4.2 — Empalmes por traslapo de refuerzo electrosoldado de alambre liso cuando $A_{s,colocado}/A_{s,requerido} \geq 2$.

25.5.5 *Longitud de empalme por traslapo de barras corrugadas a compresión*

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.

25.5.5.1 La longitud de un empalme por traslapo en compresión, ℓ_{sc}, de barras corrugadas No. 36 o menores sometidas a compresión, debe determinarse de acuerdo con (a), (b) o (c):

(a) Para $f_y \leq$ 420 MPa, ℓ_{sc} es la más larga de $0.071 f_y d_b$ y 300 mm.

(b) Para 420 MPa $< f_y \leq$ 550 MPa, ℓ_{sc} es la más larga de $(0.13 f_y - 24) d_b$ y 300 mm

(c) Para $f_y >$ 550 MPa, ℓ_{sc} es la más larga de $(0.13 f_y - 24) d_b$ y 300 mm, y ℓ_{st} se calcula de acuerdo con 25.5.2.1.

Para $f'_c <$ 21 MPa, la longitud del empalme por traslapo debe incrementarse en un tercio.

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 420 MPa, las longitudes de empalmes por traslapo en compresión se han incrementado de manera significativa.

25.5.5.2 Para las barras mayores de No. 36 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. 43 o No. 57 a barras No. 36, o menores, y estos empalmes deben estar de acuerdo con 25.5.5.4.

R25.5.5.3 Por lo general, los empalmes por traslapo están prohibidos para barras, No. 43 y No. 57. No obstante, sólo se

aci American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

25.5.5.4 Cuando se empalman por traslapo barras de diferente diámetro en compresión, ℓ_{sc} debe ser la más larga de ℓ_{dc} para la barra de mayor tamaño, calculada de acuerdo con 25.4.9.1, y ℓ_{sc} 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.

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.

COMENTARIO

permiten empalmes por traslapo en compresión de barras No. 43 ó No. 57 a barras No. 36 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 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. 57.

R25.5.7 *Empalmes soldados y mecánicos de barras corrugadas en tracción o compresión*

En la edición 2014 del Reglamento se eliminaron los empalmen 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 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. 19 y mayores) en miembros principales. El requisito de resistencia a la tracción de 125 por ciento de la resistencia a la fluencia especificada, está requerido 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. 22 y mayores.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

25.5.7.3 Los empalmes mecánicos o soldados no requieren estar escalonados, excepto en 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 750 mm.

COMENTARIO

R25.5.7.3 A pesar de que los empalme 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 tiene 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.

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.

25.6 — Paquetes de barras

25.6.1 *Refuerzo no preesforzado*

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 en 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. 13.

25.6.1.3 En vigas, las barras mayores a No. 36 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 $40d_b$.

R25.6 — Paquetes de barras

R25.6.1 *Refuerzo no preesforzado*

R25.6.1.1 La frase del Reglamento "los paquetes en contacto 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, como una unidad. Cuando se requieren ganchos en los extremos es preferible escalonar los ganchos individuales dentro del paquete.

R25.6.1.3 La limitación para barras mayores a No. 36, 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. (El Artículo 5.9.4 de AASHTO LRFDUS permite paquetes de dos barras No. 43 y No. 57 en las vigas maestras de puentes). El cumplimiento de los requisitos para el control de fisuración de 24.3 efectivamente evita el uso de paquetes de barras mayores a No. 36 utilizados como refuerzo a tracción.

R25.6.1.4 Investigaciones sobre adherencia (ACI Committee 408 1966) indican que los puntos de terminación de barras en paquete deben ser escalonados.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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 coincida 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):

(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 25.4.2.3
(d) El parámetro de confinamiento de 25.4.2.4
(e) El factor ψ_e de 25.4.2.5

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 refuerzo de preesforzado 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 comprensión 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.

COMENTARIO

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, derivado del área total equivalente de barras, al determinar los valores de espaciamiento y recubrimiento en 25.4.2.3, el término de confinamiento $\left[\left(c_b + K_{tr}\right)/d_b\right]$ en 25.4.2.4 y el factor ψ_e en 25.4.2.5. Para el paquete de barras, el diámetro de la barra d_b, fuera de los paréntesis en las expresiones de 25.4.2.3 y de la ecuación (25.4.2.4a) 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 empalman 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 refuerzo de preesforzado dentro de una viga estén colocados muy cerca verticalmente, deben tomarse precauciones para evitar que al tensionar el refuerzo de preesforzado 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 nominal máximo del agregado grueso, pero no menor que 25 mm 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 Las ramas de los estribos deben extenderse 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

25.7.1.3 El anclaje de barras y alambres corrugados debe cumplir con (a), (b) o (c):

(a) Para barras No. 16 y alambre MD200 y menores, y para barras No. 19 a No. 25 con $f_{yt} \leq$ 280 MPa, un gancho estándar alrededor del refuerzo longitudinal.

(b) Para barras No. 19 a No. 25 con $f_{yt} >$ 280 MPa, 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 gancho igual o mayor que $0.17 d_b f_{yt} / \left(\lambda \sqrt{f'_c}\right)$, con el valor de λ dado en la Tabla 25.4.3.2.

(c) En viguetas, para barras No. 13 y alambres MD130 o menores, un gancho estándar.

COMENTARIO

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. 16 ó alambre MD200 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. 19, No. 22 y No. 25 con f_{yt} de sólo 280 MPa, un gancho de estribo estándar alrededor de una barra longitudinal proporciona suficiente anclaje. Para estribos No. 19, No. 22 y No. 25 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. 19, No. 22 y No. 25 alrededor de una barra longitudinal y a la fuerza en una barra con un esfuerzo de diseño mayor que 280 MPa, 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 hendimiento 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 doblada en forma continua forme una serie de estribos de una sola rama a lo largo de la longitud de la vigueta.

25.7.1.4 El anclaje para cada rama de refuerzo de alambre electrosoldado que forme un estribo en U sencillo, debe cumplir con (a) o (b):

(a) Dos alambres longitudinales con una separación de 50 mm 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 50 mm 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 se ilustran en la Fig. R25.7.1.4.

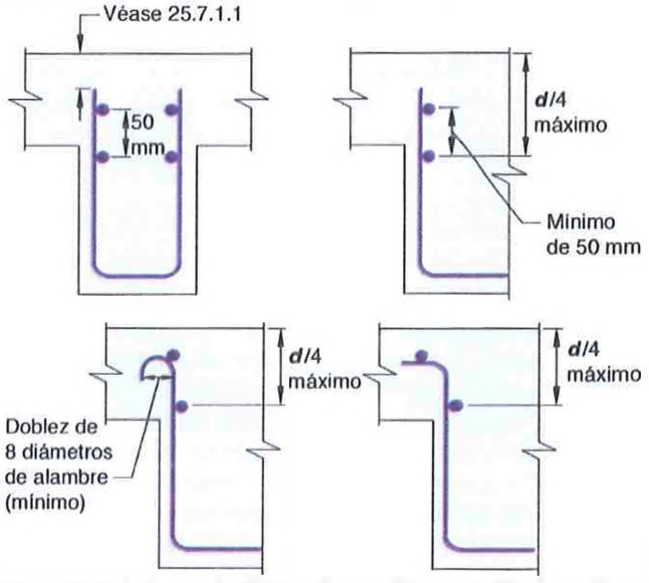


Fig. R25.7.1.4 — Anclajes de estribos en U de refuerzo electrosoldado de alambre en la zona de compresión

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

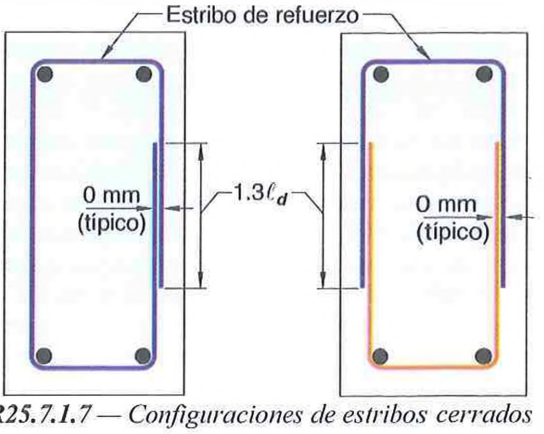


Fig. R25.7.1.7 — Configuraciones de estribos cerrados

25.7.2 *Estribos de columnas*

R25.7.2 *Estribos de columnas*

25.7.2.1 Los estribos de columnas deben tener forma cerrada conformada por barras corrugadas con un espaciamiento que cumpla 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. 10 encerrando barras longitudinales No. 32 o menores.

(b) Barras No. 13 encerrando barras longitudinales No. 36 o mayores o paquetes de barras longitudinales

R25.7.2.2 Estos requisitos también aplican a ganchos suplementarios.

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 20.2.2.4(a).

25.7.2.3 Los estribos rectilíneos deben disponerse de tal forma de cumplan 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 150 mm libres de una barra apoyada lateralmente.

R25.7.2.3 El ángulo interno permisible de 135 grados y la excepción para las barras situadas a una distancia libre de 150 mm o menos a cada lado de barras adecuadamente apoyadas lateralmente se ilustran en la Fig. 25.7.2.3a. Ensayos limitados (Pfister 1964) de columnas de tamaño natural, cargadas axialmente, armadas con barras longitudinales continuas (sin empalmes), mostraron que columnas armadas con estribos y con barras longitudinales localizadas más cerca de 150 mm 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 en un gancho estándar igual al requerido para estribos individuales, o por medio de una vuelta adicional del estribo (Véase Fig. R25.7.2.3b). Una barra o alambre enrollado de manera

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO **COMENTARIO**

continua en forma circular se considera espiral si cumple con 25.7.3, de lo contrario se considera un estribo.

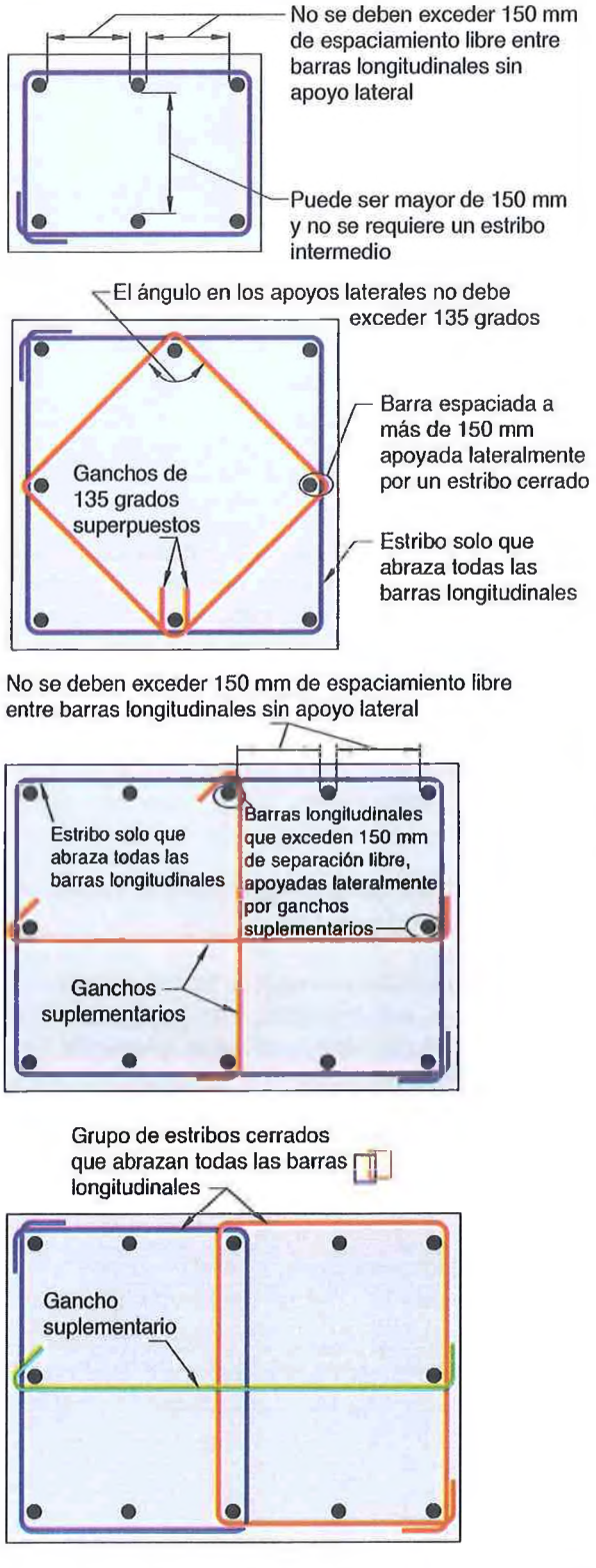


Fig. R25.7.2.3a — Croquis para aclarar las medidas entre barras de columna apoyadas lateralmente y el anclaje de estribos rectilíneos.

aci American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

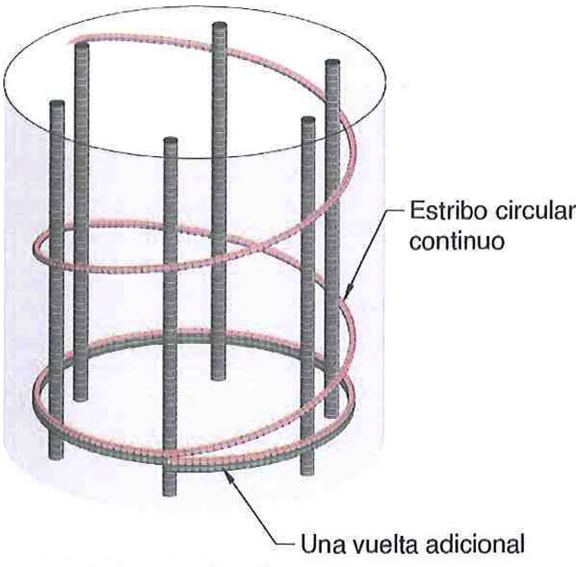


Fig. R25.7.2.3b — Anclaje de estribo continuo.

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 y abracen una barra longitudinal. Un estribo no puede consistir en barras corrugadas con cabeza que se sobrepongan.

R25.7.2.3.1 Los ganchos estándar de los estribos deben utilizarse solamente con barras longitudinales corrugadas y estar escalonados cuando sea posible.

25.7.2.4 Se puede utilizar un estribo circular completo cuando las barras longitudinales estén localizadas alrededor del perímetro de un círculo.

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.

25.7.2.4.1 El anclaje de estribos circulares individuales debe cumplir con (a) hasta (c):

(a) Los extremos se deben traslapar al menos 150 mm
(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 escalonar a lo largo del perímetro que encierra las barras longitudinales.

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. R25.7.2.4.1).

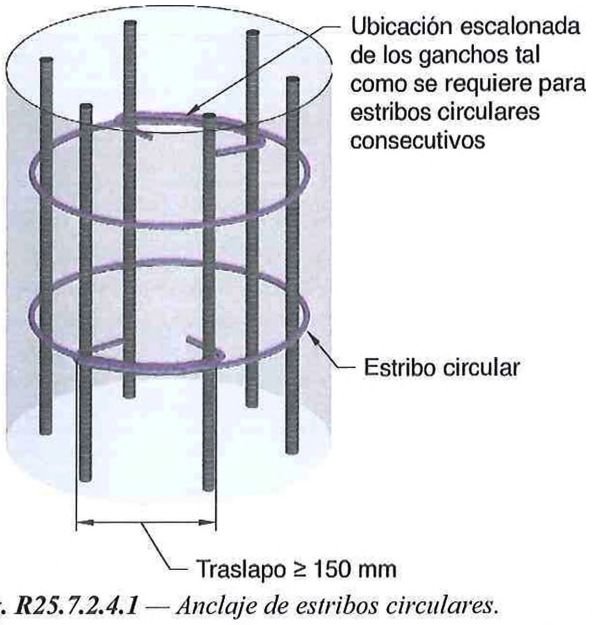


Fig. R25.7.2.4.1 — Anclaje de estribos circulares.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

25.7.2.5 Los estribos para torsión deben ser perpendiculares al eje del miembro y estar anclados cumpliendo con (a) o (b):

(a) Los extremos deben terminar en un gancho estándar 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 25 mm y $(4/3)d_{agg}$

(b) No puede ser mayor que 75 mm.

25.7.3.2 Para miembros construidos en obra, el diámetro de las barras o alambres utilizados en espirales no debe ser menor de 9.5 mm.

25.7.3.3 Excepto para refuerzo transversal en cimentaciones profundas, la cuantía volumétrica del refuerzo en espiral, ρ_s, debe cumplir con la ecuación (25.7.3.3).

$$\rho_s \geq 0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}} \qquad (25.7.3.3)$$

donde el valor de f_{yt} no debe ser mayor de 690 MPa.

COMENTARIO

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 su 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 9.5 mm (barras corrugadas o lisas No. 10, ó alambres corrugados MD70 ó lisos MW70).

Los diámetros estándar del refuerzo para espirales son 9.5, 12.7 y 15.9 mm 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 localizado en el exterior de la sección de la columna se descascare. 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 690 MPa puede utilizarse efectivamente para confinamiento.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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.

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 420 MPa

25.7.3.6 El empalme por traslapo debe ser al menos el mayor de 300 mm y las longitudes de traslapo de la Tabla 25.7.3.6.

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 mm
Barras corrugadas	Sin recubrimiento o con recubrimiento de zinc (galvanizad)	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 corrugados	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 (galvanizado)	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.

COMENTARIO

R25.7.3.4 El anclaje de la espiral se ilustra en la Fig. R25.7.3.4.

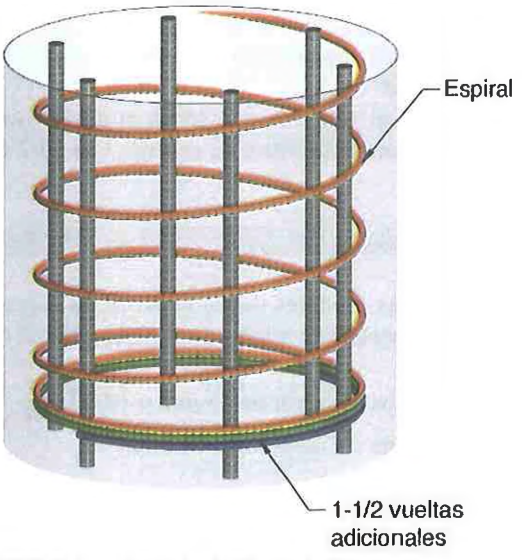


Fig. R25.7.3.4 — Anclaje de la espiral.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

25.7.4 *Estribos 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 ensayen bajo condiciones de no adherencia, sin que excedan el asentamiento de las cuñas previsto.

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

COMENTARIO

R25.7.4 *Estribos cerrados de confinamiento*

R25.7.4.1 Véase R25.7.2.4.

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 refuerzo de preesforzado. El refuerzo 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 del refuerzo de preesforzado 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.

Los métodos de ensayo a fatiga y carga estática de anclajes y conectores se presentan 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 tracción del refuerzo de preesforzado solo pueden utilizarse cuando la longitud de transferencia por adherencia entre los anclajes, o conectores, y las secciones críticas iguale o exceda la longitud requerida para desarrollar la resistencia del refuerzo de preesforzado. Esta longitud de adherencia puede calcularse utilizando los resultados de ensayos respecto a las características de adherencia del refuerzo de preesforzado sin tensionar (Salmons and McCrate 1977; PCA 1980), o por medio de ensayos de adherencia en otros tipos de materiales de refuerzo 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).

aci American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

cajas lo suficientemente largas para permitir los movimientos necesarios.

25.9 — Zonas de anclaje para tendones de postensado

25.9.1 *Generalidades*

25.9.1.1 Las regiones de anclaje de tendones postensados consisten 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

R25.9 — Zonas de anclaje para tendones de postensado

R25.9.1 *Generalidades*

Las disposiciones detalladas para 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. R25.9.1.1a.

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 R25.9.1.1b en el diseño de la zona general.

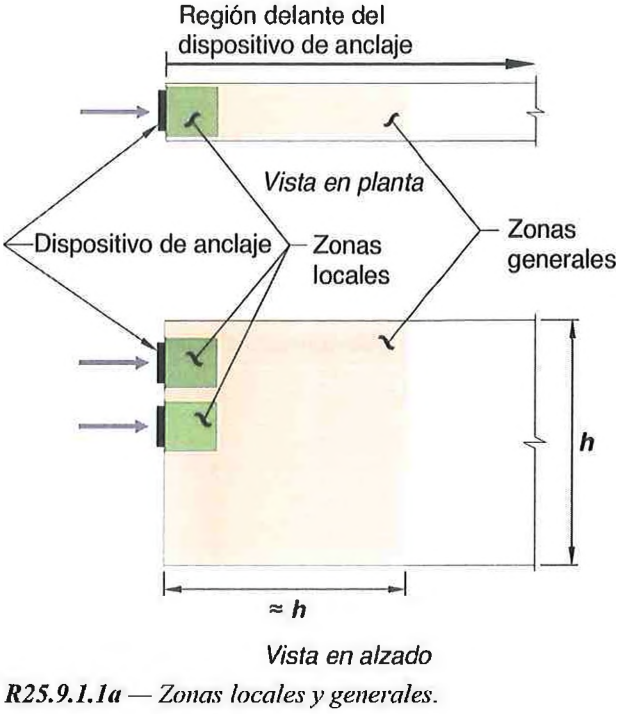
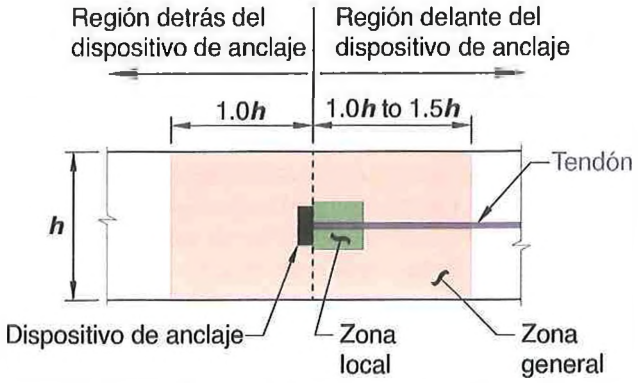


Fig. R25.9.1.1a — Zonas locales y generales.

REGLAMENTO

COMENTARIO



Sección a través de la losa en el anclaje

Fig. R25.9.1.1b *— Zonas locales y generales para un dispositivo de anclaje localizado lejos del extremo del miembro.*

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.

25.9.2 *Resistencia requerida*

25.9.2.1 La fuerza de preesforzado mayorada 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) $1.2\left(0.94 f_{py}\right) A_{ps}$

(b) $1.2\left(0.80 f_{pu}\right) A_{ps}$

(c) La máxima fuerza en el gato designada por el suministrador de los dispositivos de anclaje, multiplicada por 1.2.

R25.9.2 *Resistencia requerida*

R25.9.2.1 La fuerza de preesforzado mayorada es el producto del factor de carga y la máxima fuerza de preesforzado permitida. Los máximos esfuerzos de tracción permitidos durante el gateo se definen en 20.3.2.5.1.

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):

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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(c) Ecuaciones simplificadas del AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Artículo 5.8.4.5, 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.

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):

(a) La sección del miembro no es rectangular.
(b) Existen discontinuidades en, o cerca de, la zona general que causen desviaciones en la trayectoria del 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.

COMENTARIO

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.

$$T_{burst} = 0.25\sum P_{pu}\left(1-\frac{h_{anc}}{h}\right) \qquad \text{(R25.9.4.3.1a)}$$

$$d_{burst} = 0.5\left(h-2e_{anc}\right) \qquad \text{(R25.9.4.3.1b)}$$

donde ΣP_{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.

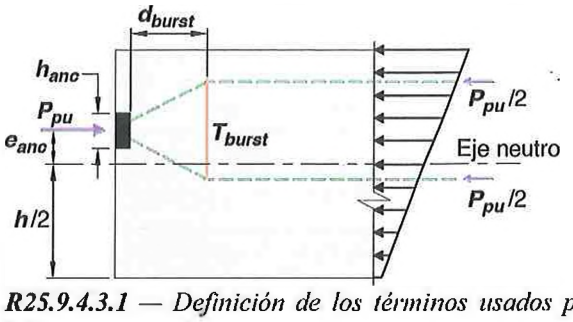


Fig. R25.9.4.3.1 — Definición de los términos usados para definir la zona general.

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 los tendones tienen una curvatura apreciable dentro de la zona general se requiere de procedimientos más generales tales como los de AASHTO LRFDUS, Artículos 5.8.2.7 y 5.8.3. En el Artículo 5.9.5.6.5b 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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(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

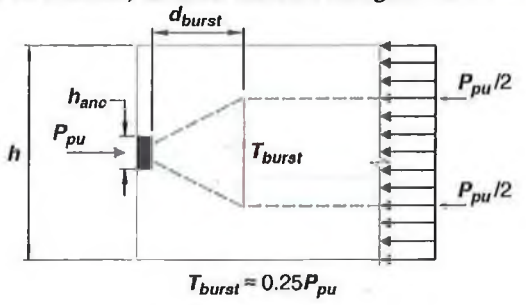
cerca, se permite el uso de ecuaciones simplificadas tales como aquellas que se dan en R25.9.4.3.1, a menos que 25.9.4.3.2 controle. Las condiciones más complejas se pueden diseñar mediante el uso del método puntal-tensor. En AASHTO LRFDUS y en Breen et al. (1994) se dan recomendaciones detalladas para 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).

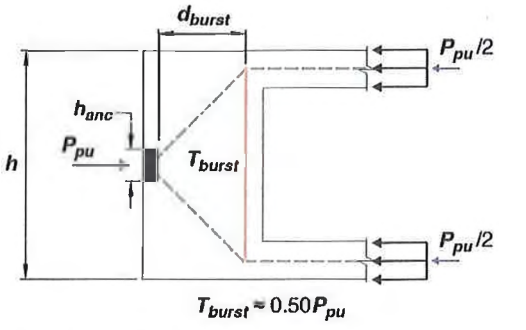
R25.9.4.4 *Límites del refuerzo*

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.



(a) Sección rectangular



(b) Sección con alas y bloque terminal

***Fig. R25.9.4.4.2** — Efecto de los cambios de la sección transversal.*

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

25.9.4.4.3 Para dispositivos de anclaje ubicados lejos del extremo del miembro, debe colocarse refuerzo adherido para transferir al menos $0.35P_{pu}$ 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.

25.9.4.4.4 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, 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 12.7 mm de diámetro o menores en losas de concreto de peso normal, se debe proporcionar refuerzo mínimo en la zona de anclaje 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, dentro de la zona local, dos barras horizontales no menores de No. 13 paralelas al borde de la losa y adelante de la cara de apoyo del dispositivo de anclaje. Se permite que dichas barras estén en contacto con la cara de apoyo del dispositivo de anclaje, el centro de las barras debe estar a no más de 100 mm adelante de la superficie de apoyo del dispositivo y dichas barras deben extenderse, a lo menos, 150 mm a cada lado de los bordes exteriores del dispositivo.
(b) Si el espaciamiento, centro a centro, de los dispositivos de anclaje es de 300 mm o menos, los dispositivos de anclaje se deben considerar como agrupados. Por cada grupo de seis o más dispositivos de anclaje, se deben proporcionar al menos $n+1$ barras en horquilla o estribos cerrados al menos No. 10, donde n es la cantidad de dispositivos de anclaje. Debe colocarse una barra en horquilla o estribo entre cada dispositivo de anclaje y uno a cada lado del grupo. Las barras en horquilla o estribos deben colocarse con las ramas horizontales extendiéndose dentro de la losa perpendicularmente al borde. La línea central de las ramas verticales de barras en horquilla o la rama vertical de los estribos más cercanos al dispositivo de anclaje deben colocarse desde $3h/8$ hasta $h/2$ adelante de los dispositivos de anclaje. Las barras en horquilla o estribos deben detallarse de acuerdo con 25.7.1.1 y 25.7.1.2.

COMENTARIO

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. R25.9.1.1b) debido a compatibilidad de deformaciones delante y atrás 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 $0.35P_{pu}$ 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.

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 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 de anclaje para los tendones de un torón en losas están basados en las recomendaciones de Breen et. al. (1994) y confirmadas con base en análisis de otros resultados de ensayos de Roberts-Wollmann y Wollmann (2008). En la Fig. R25.9.4.4.6 se muestran detalles típicos. Para losas con espesor no mayor de 200 mm, con grupos de anclajes que requieran horquillas, las barras paralelas a la cara cargada pueden cumplir con 25.9.4.4.6(a) y también proveer anclaje a las barras en horquilla. Losas más gruesas requieren dos barras debido a 25.9.4.4.6(a) y dos barras adicionales para proveer anclaje a las horquillas de acuerdo con 25.7.1.2. En donde sea posible, las barras horizontales paralelas al borde requeridas en 25.9.4.4.6(a) deben ser continuas.

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 12.7 mm de diámetro y Grado 1860, en elementos de concreto de peso normal. Para los dispositivos de anclaje de torones mayores o para uso en losas 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 300 mm 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. R25.9.1.1b.

Los requisitos de 25.9.4 deben cumplirse en los casos en que se usen dispositivos de anclaje para tendones de varios torones.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

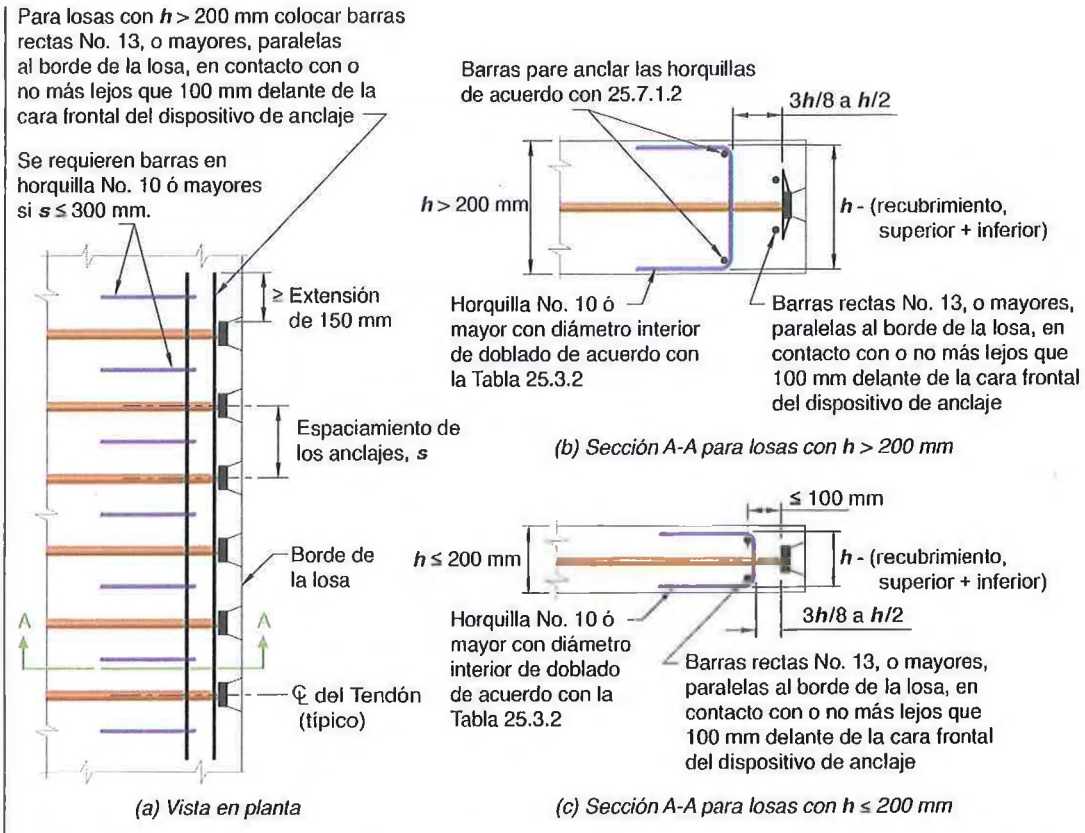


***Fig. R25.9.4.4.6** — Refuerzo de la zona de anclaje para grupos de tendones de 12.7 mm, o menos, en losas (no se muestra el otro refuerzo).*

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 (MPa)
Refuerzo no preesforzado	f_y
Refuerzo preesforzado adherido	f_{py}
Refuerzo preesforzado no adherido	$f_{se} + 70$

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,

R25.9.4.5 *Esfuerzos límites en las zonas generales*

R25.9.4.5.1 El valor del máximo esfuerzo de tracción de diseño del refuerzo de preesforzado adherido se limita a la resistencia a la fluencia del refuerzo de preesforzado debido a que la ecuación (20.3.2.3.1) puede no ser utilizable en estas aplicaciones que no son de flexión. El valor para el refuerzo de preesforzado 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 las zonas generales debido a que el diseño está basado en un enfoque de resistencia. A menos que se demuestre con ensayos el factor λ para concreto liviano debería aplicarse para reflejar su menor resistencia a la tracción, que es un factor indirecto limitante de los esfuerzos a compresión, 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

aci American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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 refuerzo 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 17 MPa para torones y barras individuales, o al menos 28 MPa para tendones con múltiples torones, 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 preesforzado no se tensiona a un esfuerzo mayor que el 50 por ciento de la fuerza final de preesforzado.

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 adecuada colocación y consolidación del concreto.

COMENTARIO

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 17 MPa. 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO COMENTARIO

CAPÍTULO 26 — DOCUMENTOS DE CONSTRUCCIÓN E INSPECCIÓN

26.1 — Alcance

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. Las disposiciones relacionadas con la construcción e inspección asociadas a los anclajes se localizaron en el Capítulo 17 del Reglamento de 2014. Estas disposiciones se movieron al Capítulo 26 del Reglamento de 2019.

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 detallado 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.

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 construcción 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 preesforzado
26.11	Cimbras y encofrados
26.12	Evaluación y aceptación del concreto endurecido
26.13	Inspección

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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 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.

COMENTARIO

R26.1.1(a) y (b) Excepto los requisitos para inspección de 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 que la obra cumple 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.

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 delegados al constructor, incluyendo los criterios de diseño aplicables.

26.2.2 Requisitos de construcción a cumplir

(a) Trabajo de diseño delegado al constructor debe ser realizado por un ingeniero especialista.
(b) El ingeniero especialista contratado por el constructor, con base en los documentos que identifican la porción de del trabajo de diseño asignada, debe producir diseños que sean compatibles con los documentos de construcción y los

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) Ejemplos de los criterios de diseño incluyen dimensiones, cargas y otras suposiciones utilizadas durante el diseño que puedan afectar la porción delegada del trabajo.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

criterios de diseño requeridos por el profesional facultado para diseñar a cargo del trabajo de diseño.
(c) El constructor debe remitir la información necesaria al profesional facultado para diseñar para que pueda confirmar que el ingeniero especialista cumplió con los documentos que identifican la porción del trabajo de diseño asignada.

26.3 — Información sobre los miembros

26.3.1 Información sobre el diseño:

(a) Dimensiones del miembro, localización y tolerancias relacionadas.

(b) Miembros que se deben construir utilizando concreto lanzado.
(c) Miembros estructurales para los cuales se requieren ensayos del módulo de elasticidad de las mezclas de concreto,

26.3.2 Requisitos de construcción a cumplir

(a) El uso de concreto lanzado en miembros estructurales que no hayan sido identificados en los documentos de construcción como requeridos a colocarse como concreto lanzado se permite de acuerdo con los documentos contractuales del proyecto.

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 normas de la Tabla 26.4.1.1.1(a), excepto en lo permitido en 26.4.1.1.1(b).

Tabla 26.4.1.1.1(a) — Normas para los materiales cementantes

Materiales cementantes	Normas
Cemento portland	ASTM C150M
Cementos hidráulicos adicionados	ASTM C595M, se excluyen los Tipos IS (≥70) y Tipo IT (S ≥ 70)
Cemento hidráulico expansivo	ASTM C845M
Cemento hidráulico	ASTM C1157M
Ceniza volante y puzolana natural	ASTM C618
Cemento de escoria	ASTM C989M
Humo de sílice	ASTM C1240

COMENTARIO

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.

R26.3.2(a) Si el constructor remite una petición para utilizar concreto lanzado en partes de la estructura, el profesional facultado para diseñar debe hacer al constructor consciente que la propuesta debe tomar en consideración los requisitos que deben tenerse en cuenta para el concreto lanzado enumerados en R4.2.1.1.

R26.4 — Requisitos para los materiales y mezclas de concreto

R26.4.1 *Materiales del concreto*

R26.4.1.1 *Materiales cementantes*

aci American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(b) Los cementos alternativos se deben permitir siempre y cuando sean aprobados por el profesional facultado para diseñar y la autoridad competente. La aprobación debe estar basada en información de ensayos que documenten que la dosificación de mezcla de concreto propuesta con los cementos alternativos cumple con los requisitos de desempeño incluyendo los estructurales, de fuego y durabilidad.

COMENTARIO

R26.4.1.1.1(b) Los requisitos de resistencia y durabilidad del Capítulo 19 y muchos requisitos del Capítulo 26 están basados en datos de ensayos y experiencia previa utilizando concretos fabricados con los materiales cementantes que cumplen las normas de la Tabla 26.4.1.1.1(a).

Algunos cementos alternativos pueden no ser indicados para ser utilizados en concreto estructural cubierto por este Reglamento. Por lo tanto, se incluyen requisitos para evaluar la bondad de los cementos alternativos. En Becker et al. (2019), ITG-10R y ITG-10.1R se discuten recomendaciones para las propiedades del concreto a ser evaluadas.

Además de resultados de ensayos, documentación de utilización exitosa en el pasado de los cementos alternativos propuestos bajo condiciones de desempeño esencialmente equivalentes a las del proyecto pueden ayudar al profesional facultado para diseñar a decidir si permite la utilización del material. Como ocurre con toda nueva tecnología, el propietario del proyecto debe ser informado de los riesgos y ventajas.

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 C33M
(2) Agregado liviano: ASTM C330M

(b) Se permiten agregados que no cumplan con las normas ASTM C33M ó ASTM C330M siempre que se haya 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.

(c) Se permiten agregados de concreto de cemento hidráulico triturado o agregado reciclado si es aprobado por el profesional facultado para diseñar y por la autoridad competente con base en documentación que cumplen con (1) y (2).
(1) Concreto que incorpora el agregado propuesto para la obra del cual se ha demostrado que provee las propiedades mecánicas y durabilidad requerida en el diseño estructural.
(2) Que se lleve a cabo durante la duración del proyecto un programa de ensayos para comprobar la uniformidad de las propiedades del concreto.

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 C33M o C330M 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 cumplan con las normas designadas.

R26.4.1.2.1(c) Este Reglamento requiere que concreto fabricado con agregados de concreto triturado de cemento hidráulico o agregado reciclado sea aprobado explícitamente para uso en el proyecto en particular. Las propiedades del concreto fabricado con estos agregados en estado fresco y endurecido se ven afectadas por la naturaleza, calidad y variabilidad del concreto de donde provienen y que se tritura para producirlos; la naturaleza y variabilidad del depósito de desechos de donde proviene el material que se tritura; la gradación, dosificación y uniformidad de los agregados resultantes.

La norma ASTM C33M indica que el uso de tales agregados "puede requerir algunas precauciones adicionales". Estas precauciones incluyen que cualquier agregado de este tipo cumpla los requisitos de durabilidad de ASTM C33M y que la mezcla propuesta cumpla los requisitos de durabilidad de las Clases de Exposición asignadas al proyecto. Temas de preocupación especial incluyen evidencia de reactividad silico-alcalina, contenido de cloruros, y contenido de sulfatos del concreto. Adicionalmente, las propiedades del concreto fabricado con agregados de concreto triturado de cemento hidráulico o agregado reciclado pueden tener variaciones

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(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

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 del método 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.

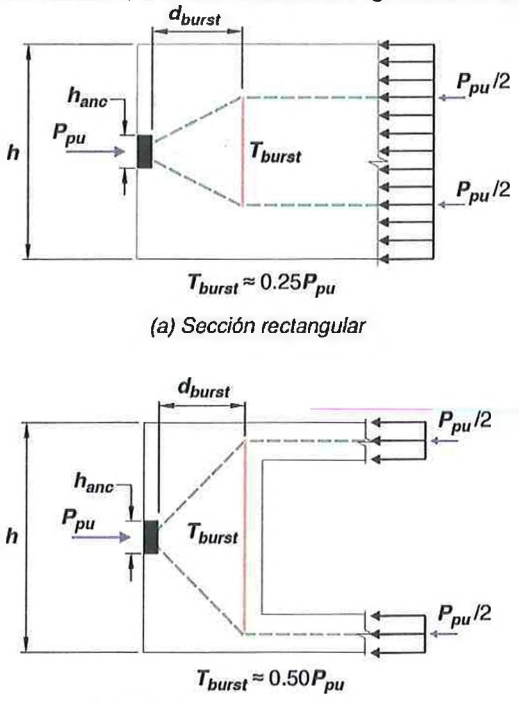


Fig. R25.9.4.4.2 — Efecto de los cambios de la sección transversal.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

25.9.4.4.3 Para dispositivos de anclaje ubicados lejos del extremo del miembro, debe colocarse refuerzo adherido para transferir al menos $0.35P_{pu}$ 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.

25.9.4.4.4 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, 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 12.7 mm de diámetro o menores en losas de concreto de peso normal, se debe proporcionar refuerzo mínimo en la zona de anclaje 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, dentro de la zona local, dos barras horizontales no menores de No. 13 paralelas al borde de la losa y adelante de la cara de apoyo del dispositivo de anclaje. Se permite que dichas barras estén en contacto con la cara de apoyo del dispositivo de anclaje, el centro de las barras debe estar a no más de 100 mm adelante de la superficie de apoyo del dispositivo y dichas barras deben extenderse, a lo menos, 150 mm a cada lado de los bordes exteriores del dispositivo.
(b) Si el espaciamiento, centro a centro, de los dispositivos de anclaje es de 300 mm o menos, los dispositivos de anclaje se deben considerar como agrupados. Por cada grupo de seis o más dispositivos de anclaje, se deben proporcionar al menos $n+1$ barras en horquilla o estribos cerrados al menos No. 10, donde n es la cantidad de dispositivos de anclaje. Debe colocarse una barra en horquilla o estribo entre cada dispositivo de anclaje y uno a cada lado del grupo. Las barras en horquilla o estribos deben colocarse con las ramas horizontales extendiéndose dentro de la losa perpendicularmente al borde. La línea central de las ramas verticales de barras en horquilla o la rama vertical de los estribos más cercanos al dispositivo de anclaje deben colocarse desde $3h/8$ hasta $h/2$ adelante de los dispositivos de anclaje. Las barras en horquilla o estribos deben detallarse de acuerdo con 25.7.1.1 y 25.7.1.2.

COMENTARIO

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. R25.9.1.1b) debido a compatibilidad de deformaciones delante y atrás 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 $0.35P_{pu}$ 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.

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 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 de anclaje para los tendones de un torón en losas están basados en las recomendaciones de Breen et. al. (1994) y confirmadas con base en análisis de otros resultados de ensayos de Roberts-Wollmann y Wollmann (2008). En la Fig. R25.9.4.4.6 se muestran detalles típicos. Para losas con espesor no mayor de 200 mm, con grupos de anclajes que requieran horquillas, las barras paralelas a la cara cargada pueden cumplir con 25.9.4.4.6(a) y también proveer anclaje a las barras en horquilla. Losas más gruesas requieren dos barras debido a 25.9.4.4.6(a) y dos barras adicionales para proveer anclaje a las horquillas de acuerdo con 25.7.1.2. En donde sea posible, las barras horizontales paralelas al borde requeridas en 25.9.4.4.6(a) deben ser continuas.

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 12.7 mm de diámetro y Grado 1860, en elementos de concreto de peso normal. Para los dispositivos de anclaje de torones mayores o para uso en losas 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 300 mm 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. R25.9.1.1b.

Los requisitos de 25.9.4 deben cumplirse en los casos en que se usen dispositivos de anclaje para tendones de varios torones.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

significativamente mayores que concretos comparables fabricados con agregados convencionales de peso normal (Bezaerra Cabral et al. 2010).

Este Reglamento requiere documentación explícita para verificar que el concreto fabricado con agregados de concreto de cemento hidráulico triturado o agregado reciclado es capaz de proveer las propiedades mecánicas y de durabilidad requeridas por el diseño. Estas propiedades pueden haber sido calculadas o supuestas en el proceso de diseño, pero pueden no haber sido incluidas en los documentos contractuales. Los criterios de aprobación de concreto fabricado con agregados de concreto de cemento hidráulico triturado o agregado reciclado se espera que sean únicas para cada proyecto y condiciones de exposición. El programa de ensayos y criterio de aceptación es propio de cada proyecto en particular y se espera que sean establecidos por el profesional facultado para diseñar.

ACI 555R presenta información sobre aspectos que deben considerarse al verificar el desempeño requerido.

(d) Para concreto lanzado la gradación de los agregados debe cumplir con ASTM C1436.

26.4.1.3 *Adiciones minerales*

R26.4.1.3 *Adiciones minerales*

26.4.1.3.1 Requisitos de construcción a cumplir:

(a) Las adiciones minerales deben cumplir con ASTM C1797.

R26.4.1.3.1(a) Las adiciones minerales son productos finamente molidos derivados de agregados que pueden ser utilizados en concreto auto consolidante o en cualquier mezcla de concreto para mejorar las propiedades del concreto fresco o endurecido optimizando como las partículas quedan empacadas. La norma ASTM C1797 define las adiciones minerales en tipos A y B derivadas de agregados con carbonatos y Tipo C adiciones minerales derivadas de rocas de minas con cualquier mineralogía. Véase 26.4.2 para las restricciones en el uso de adiciones minerales basadas en carbonatos en concretos expuestos a sulfatos.

26.4.1.4 *Agua*

R26.4.1.4 *Agua*

26.4.1.4.1 Requisitos de construcción a cumplir:

(a) El agua de mezclado debe cumplir la norma ASTM C1602M.

R26.4.1.4.1 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.

La norma ASTM C1602M permite el uso de agua potable sin practicarle ensayos e incluye métodos para calificar las fuentes de agua no potable, como aquellas para 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 C1602M incluye límites opcionales para los cloruros, sulfatos, álcalis y sólidos en el agua de mezclado a los que se puede recurrir cuando sea necesario.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

26.4.1.5 *Aditivos*

26.4.1.5.1 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 C494M
(2) Aditivos para producir concreto fluido: ASTM C1017M
(3) Aditivos incorporadores de aire: ASTM C260M
(4) Aditivos inhibidores de la corrosión inducida por el ion cloruro: ASTM C1582M

(b) Los aditivos que no cumplen con las especificaciones de 26.4.1.5.1(a) deben someterse a la aprobación previa del profesional facultado para diseñar.

(c) Los aditivos usados en el concreto que contengan cemento expansivo que cumpla con la norma ASTM C845M deben ser compatibles con el cemento y no producir efectos nocivos.

(d) Los aditivos utilizados en concreto lanzado deben cumplir ASTM C1141

26.4.1.6 *Refuerzo de fibras de acero*

26.4.1.6.1 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 A820M
(2) Deben tener una relación de longitud a diámetro no menor a 50 ni mayor de 100

26.4.1.7 *Materiales empacados, premezclados, secos, y combinados para concreto lanzado*

26.4.1.7.1. Requisitos de construcción a cumplir

(a) Los materiales para concreto lanzado empacados, premezclados, secos, y combinados deben cumplir con ASTM C1480M.

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 (17) para cada mezcla de concreto, con base en las clases de exposición asignadas o el diseño de los miembros:
(1) Resistencia mínima especificada a la compresión del concreto, f'_c.

COMENTARIO

R26.4.1.5 *Aditivos*

R26.4.1.4.1(a) La norma ASTM C494M incluye aditivos Tipo S — aditivos de desempeño específico — que pueden ser especificados cuando se requieren características de desempeño que no se mencionan en 26.4.1.5.1(a), como pueden ser los aditivos modificadores de la viscosidad. El requisito básico para un aditivo Tipo S es que no tenga efectos adversos en las propiedades del concreto al ser ensayado de acuerdo con la norma ASTM C494M. El cumplimiento de los requisitos del Tipo S no asegura que el aditivo se comportará de la forma descrita. Al 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.

R26.4.1.5.1(c) En ciertos casos, el uso de aditivos en concreto con cementos expansivos que cumplen con ASTM C845M ha reducido los niveles de expansión o incrementado los valores de retracción. Véase ACI 223R.

R26.4.1.6 *Refuerzo de fibras de acero*

R26.4.1.6.1(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.

R26.4.2 *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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(2) El módulo de elasticidad mínimo del concreto, E_c, si se especifica de acuerdo con 19.2.2.2.

(3) La edad de los ensayos, si es diferente de 28 días, para demostrar el cumplimiento de f'_c y E_c, si se especifica.

(4) Relación máxima *a/mc* aplicable a la clase de exposición de durabilidad asignada más restrictiva de 19.3.2.1.

(5) 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 testeros 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.

(6) El contenido de aire requerido para la Categoría de Exposición F, de acuerdo con 19.3.3.1 ó 19.3.3.3.

(7) Para miembros asignados a la Clase de Exposición F3, se debe indicar que las mezclas de concreto deben cumplir con los límites de materiales cementantes suplementarios de la Tabla 26.4.2.2(b).

(8) Para miembros asignados a las Clases de Exposición S1, S2 ó S3, se debe indicar que las adiciones minerales derivadas de agregados con carbonatos están prohibidas a menos que las apruebe el profesional facultado para diseñar.

COMENTARIO

R26.4.2.1(a)(4) De acuerdo con la Tabla 19.3.2.1 la *a/mc* se basa en todos los materiales cementantes y cementantes suplementarios en la mezcla de concreto. La *a/mc* de concreto fabricado con cementos alternativos puede que no se refleje en las características de resistencia y durabilidad de concreto fabricado con cemento pórtland y materiales cementantes suplementarios permitidos en la Tabla 26.4.1.1.1.1(a). Tal como se anota en R26.4.1.1.1(b) es imperativo que se realicen ensayos para determinar el desempeño de concreto fabricado con cementos alternativos y que se determinen e incluyan especificaciones del proyecto con este fin.

R26.4.2.1(a)(5) 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)(6) Las normas ASTM C94M y ASTM C685M incluyen una tolerancia para el contenido de aire en el concreto tal como se entrega de ±1.5 puntos porcentuales. Esta misma tolerancia es aceptable para concreto lanzado.

R26.4.2.1(a)(8) Si hay miembros de concreto asignados a las Clases de Exposición S1, S2 ó S3, la utilización de adiciones minerales derivadas de agregados con carbonatos en mezclas de concreto pueden resultar en una forma de ataque por sulfatos. Hay información al respecto en ACI 201.2R. Las adiciones minerales Tipo C de ASTM C1797 derivadas de rocas de canteras sin carbonatos si pueden utilizarse en concreto expuesto a sulfatos. Si la cantidad de adiciones minerales Tipos A, B o C derivadas de agregados con carbonatos propuesta para ser utilizada es menor o igual a 15 por ciento en masa de los materiales cementantes, la resistencia a los sulfatos puede evaluarse por medio de la Norma ASTM C1012M para cumplir con el criterio de expansión de la Tabla 26.4.2.2(c).

aci American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(9) Los materiales cementantes para la Categoría de Exposición S de 19.3.2.1.
(10) Para miembros asignados a la Categoría de Exposición S, indicar si se permiten las combinaciones alternativas de materiales cementantes que cumplan con 26.4.2.2(c).
(11) Los miembros en los cuales el cloruro de calcio está prohibido debido a que están asignados a las Clases de Exposición S2 ó S3.
(12) Para miembros asignados a la Clase de Exposición W1 ó W2, requisitos para la evaluación del potencial de reacción alcalina del agregado.

(13) Los límites aplicables de ion cloruro soluble en agua para la Categoría de Exposición C de 19.3.2.1.
(14) Densidad de equilibrio para concreto liviano.
(15) Requisitos para remitir la fracción volumétrica de agregado en mezclas de concreto liviano si se utiliza la Tabla 19.2.4.1(b) para determinar el valor de λ utilizado en diseño.

(16) Requisitos para el concreto reforzado con fibras de acero si se utilizan para resistencia a cortante de acuerdo con 9.6.3.1.

COMENTARIO

R26.4.2.1(a)(12) Los miembros asignados a las Clases de Exposición W1 ó W2 son potencialmente susceptibles a reacción alcalina de los agregados. Tal como se indica en ASTM C1778, la reacción alcalina-agregado (RAA) puede ocurrir entre los hidróxidos alcalinos en la solución en los poros del concreto y ciertos componentes que se encuentran en los agregados. Se reconocen dos tipos de RAA dependiendo de la naturaleza del componente que reaccionan con los álcalis; la reacción álcali-silicio (RAS) que incluye varios tipos de agregados silíceos y la reacción alcalina de carbonatación (RAC) que ocurre con ciertos tipos de agregados que contienen dolomita. Ambos tipos de reacción pueden conducir a una expansión y agrietamiento de elementos de concreto bajo exposición prolongada a la humedad, llevando a una reducción de la resistencia estructural y la vida de servicio de la estructura de concreto. Las opciones para mitigar la reacción RAS incluyen el uso de materiales cementantes suplementarios o la limitación del contenido de álcalis del concreto y ambas están dadas en ASTM C1778. La RAC puede solo prevenirse evitando el uso de agregados reactivos.

R26.4.2.1(a)(14 y 15) La densidad de equilibrio es un estimativo de la densidad del concreto liviano suponiendo algún grado de secado posterior a la construcción inicial. La densidad de equilibrio del concreto liviano se determina de acuerdo con la norma ASTM C567M. La aceptación del concreto liviano en el momento del despacho se basa en una densidad del concreto fresco determinada por el suministrador del concreto que ha sido correlacionada con la densidad de equilibrio. El intervalo de densidades del concreto fresco puede variar debido a variaciones en la humedad y el contenido de aire incorporado, la dosificación de la mezcla y el tipo de agregado liviano, deberían ser considerados cuando se establezca la densidad del concreto fresco que resulte en la densidad de equilibrio requerida. La aceptación del concreto liviano con base en la densidad y la resistencia es necesaria porque el valor de λ y el peso propio utilizado en diseño son función de la densidad de equilibrio.

R26.4.2.1(a)(16) 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 26.12.7.1(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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(17) Para concreto lanzado, el tamaño máximo nominal del agregado grueso no debe exceder 13 mm.

(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.

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 que no son diseñadas por el profesional facultado para diseñar, deben ser presentada para su revisión.

(b) Para miembros identificados en los documentos de construcción como sometidos a ciclos de congelamiento y deshielo y a la aplicación de químicos descongelantes, los materiales cementantes suplementarios incluyendo la ceniza volante y puzolanas naturales, humo de sílice y cemento de escoria no deben exceder los máximos porcentajes permitidos en la Tabla 26.4.2.2(b) y deben cumplir con (1) y (2).

COMENTARIO

a cortante. Para otros tipos de aplicación estructural donde se desea usar fibras discontinuas de acero corrugado, la Sección 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.

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 establecidas 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 típicas en que debe especificarse la resistencia a la compresión del concreto incluyen el desencofrado y el descimbrado. 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 preesforzado, prefabricado en el momento de la transferencia del preesforzado, 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).

R26.4.2.2(b) Estos límites de los materiales cementantes suplementarios son aplicables a mezclas de concreto para miembros asignados a la Clase de Exposición F3.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(1) Los materiales cementantes suplementarios, incluyendo ceniza volante y puzolanas naturales, humo de sílice y cemento de escoria, utilizados en la fabricación los cementos adicionados ASTM C595M y C1157M deben incluirse en la determinación del cumplimiento de los límites de la Tabla 26.4.2.2(b).

(2) Se deben cumplir los límites individuales de la Tabla 26.4.2.2(b) independientemente de la cantidad de materiales cementantes presentes en una mezcla de concreto.

Tabla 26.4.2.2(b) — Límites para los materiales cementantes en concretos asignados a la Clase de Exposición F3

Materiales cementantes suplementarios	Porcentaje máximo del total de materiales cementantes en masa
Cenizas volantes o puzolanas naturales que cumplen con ASTM C618	25
Cemento de escoria que cumple con ASTM C989M	50
Humo de sílice que cumple con ASTM C1240	10
Total de cenizas volantes o puzolanas naturales y humo de sílice	35
Total de cenizas volantes o puzolanas naturales, cemento de escoria y humo de sílice	50

(c) Para mezclas de concreto para miembros identificados en los documentos de construcción como expuestos a sulfatos, se permiten combinaciones alternativas de materiales cementantes con respecto a las especificadas en 26.4.2.1(a)(9) para concreto expuesto a sulfatos, cuando se lleven a cabo ensayos de resistencia a los sulfatos 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 para Clase de Exposición S

Clase de exposición		Máximo cambio en longitud para ensayos de acuerdo con ASTM C1012M en porcentaje		
		A los 6 meses	A los 12 meses	A los 18 meses
S1		0.10	No hay requisitos	No hay requisitos
S2		0.05	0.10[1]	No hay requisitos
S3	Opción 1	No hay requisitos	No hay requisitos	0.10
	Opción 2	0.05	0.10[1]	No hay requisitos

[1]El límite de expansión a los 12 meses sólo se aplica cuando la expansión medida sobrepasa el límite máximo de expansión a los 6 meses.

(d) Para concreto identificado como expuesto al agua en servicio, debe remitirse evidencia que la mezcla de concreto cumple con (1) y (2)

(1) Agregados que no son reactivos álcali-silicio o medidas para mitigar la reactividad álcali-silicio se han establecido.

(2) Los agregados no son reactivos a álcali-carbonatos.

(e) Cumplimiento con los límites de contenido especificado de ion cloruro debe ser demostrado por (1) ó (2).

(1) Cálculo de contenido total de ion cloruro de la mezcla de concreto con base del contenido total medido en los

COMENTARIO

R26.4.2.2(c) Los requisitos para las mezclas de la Categoría de Exposición S se encuentran en 19.3.2.1. Se puede usar la norma ASTM C1012M para evaluar la resistencia a los sulfatos de las mezclas de concreto usando combinaciones alternativas de materiales cementantes a las enumeradas 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 C1012M, se encuentra en el ACI 201.2R. El criterio de expansión dado en la Tabla 26.4.2.2(c) para ensayos según la norma ASTM C1012M es el mismo de las normas ASTM C595M y C1157M para resistencia moderada a los sulfatos (Designación Opcional MS) en Clase de Exposición S1 y para alta resistencia a los sulfatos (Designación Opcional HS) en Clase de Exposición S2 y Clase de Exposición S3 Opción 2. El límite de expansión a los 18 meses solo aplica a Clase de Exposición S3, Opción 1.

R26.4.2.2.(d) Documentación de que el potencial para RAA ha sido evaluado puede ser dado por el suministrador del concreto. La norma ASTM C1778 da métodos y criterios para determinar la reactividad de los agregados y guías respecto a la reducción del riego de reacciones nocivas álcali-agregados en el concreto.

R26.4.2.2(e)(1) Este procedimiento se discutía en el Comentario de ediciones del Reglamento anteriores al ACI

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

materiales del concreto y la dosificación de la mezcla de concreto.

(2) Determinar el contenido de ion cloruro soluble en agua del concreto endurecido de acuerdo con la norma ASTM C1218M a una edad entre 28 y 42 días.

(f) Para concreto preesforzado, se prohíben los aditivos que contengan cloruro de calcio.

(g) Para concreto colocado sobre o contra encofrados permanentes de acero galvanizado, el máximo contenido de ion cloruro soluble en agua debe ser 0.30 por ciento en masa de los materiales cementantes a menos a que se especifique un límite más estricto para el miembro.

(h) Para concreto liviano, la densidad del concreto fresco debe determinarse de acuerdo con ASTM C138 que corresponde con la densidad de equilibrio especificada de acuerdo con ASTM C567M. La densidad del concreto fresco correspondiente a la densidad de equilibrio especificada debe utilizarse como la base del requisito de cumplimiento.

COMENTARIO

318-19 y se trasladó al Reglamento para evitar ambigüedades respecto a si era permitido. Es una práctica común para determinar el contenido total de ion cloruro de una dosificación propuesta de concreto evaluarla combinando el contenido total de ion cloruro de los materiales del concreto con base en la dosificación de la mezcla. El contenido total de ion cloruro de los materiales cementantes y del agua de la mezcla puede determinarse por medio de la norma ASTM C114. El contenido total de ion cloruro de los agregados puede determinarse de una muestra de agregados preparada como se especifica para muestras de concreto y ensayarla de acuerdo con ASTM C1152M. El contenido total de ion cloruro de los aditivos lo informa su suministrador. El cálculo del contenido total de ion cloruro determinado de esta manera es conservador. Si el contenido total de ion cloruro calculado de esta manera excede los límites de la Tabla 19.3.2.1, los materiales del concreto pueden ajustarse hasta que se logre su cumplimiento, o el contenido de ion cloruro soluble en agua puede determinarse por medio de 26.4.2.2(e)(2).

R26.4.2.2(e)(2) Esta opción tiene como objetivo determinar el contenido de ion cloruro soluble en agua en el concreto endurecido por medio de la norma ASTM C1218M y constituye una alternativa a 26.4.2.2(e)(1) si el contenido total de ion cloruro calculado de acuerdo con 26.4.2.2(e)(1) excede los límites de la Tabla 19.3.2.1. El contenido de ion cloruro presente en el agua de la solución en los poros afecta la corrosión del refuerzo o de los metales embebidos. Para estimar el contenido de ion cloruro soluble en agua en el concreto que pueda afectar la corrosión, se utiliza la norma ASTM C1218M después de un período de hidratación. Los cloruros en algunos materiales, como los agregados, no están presentes como cloruros solubles en agua. Aún más, algunos cloruros inicialmente en solución se adhieren por hidratación a los materiales cementantes. Los cloruros que no son solubles en agua no se consideran que aceleren la corrosión de metales embebidos.

R26.4.2.2(g) El constructor puede elegir una opción de construcción que no está dentro de los documentos de construcción. Debido a la naturaleza crítica de colocaciones de concreto sobre encofrados permanentes de acero galvanizado, el Reglamento requiere unos límites más estrictos para el ion cloruro que los que pueden estar contenidos en los documentos de construcción. Por ejemplo, si un miembro se especificó originalmente en los documentos de construcción con un límite para el ion cloruro de 1.00 por ciento, la utilización de encofrados permanentes de acero galvanizado resultaría en un cambio a un límite más estricto de 0.30 por ciento.

R26.4.2.2(h) La norma ASTM C567M incluye dos métodos para determinar la densidad de equilibrio. Para medir la densidad de equilibrio, la muestra debe mantenerse a 23°C y al 50 por ciento de humedad relativa hasta que se logra una masa constante. Esta medición puede tardar más de 2 meses. Alternativamente, la densidad de equilibrio se puede estimar de manera más rápida a partir de la densidad de la muestra secada en horno. El profesional facultado para diseñar puede exigir la

aci American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(i) El concreto reforzado con fibras de acero usado para resistencia a cortante debe cumplir con (1) y (2):

(1) Cumplir con la norma ASTM C1116M

(2) Contener al menos 60 kg de fibras de acero corrugadas por metro cúbico de concreto.

26.4.3 *Dosificación 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 (4):

(1) Pueda ser colocado sin segregación y embebiendo totalmente el refuerzo.

(2) Conformidad con los requisitos de durabilidad dados en los documentos de construcción.

(3) Conformidad con los requisitos del ensayo de resistencia para probetas con curado estándar.

(4) Conformidad con los requisitos para el módulo de elasticidad (i) hasta (iii) para mezclas que requieran ensayos realizados de acuerdo con los documentos de construcción.

(i) El módulo de elasticidad debe determinarse como el módulo promedio de por lo menos tres cilindros hechos del de la misma muestra de concreto y ensayados a los 28 días o a la edad designada para E_c.

(ii) Los cilindros usados para determinar el módulo de elasticidad deben hacerse y curarse en el laboratorio de acuerdo con la norma ASTM C192 y ensayarse de acuerdo con la norma ASTM C469M.

COMENTARIO

medición de la densidad de equilibrio de acuerdo con ASTM C567M.

R26.4.3 *Dosificación de las mezclas de concreto*

La edición de 2014 del Reglamento suprimió 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 dosificar las mezclas. 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 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, 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 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.

R26.4.3.1(a)(4) Puede requerirse que se hagan ensayos para medir el módulo de elasticidad para verificar que se logra el valor del módulo de elasticidad especificado con la mezcla desarrollada. Hay necesidad de especificar tanto E_c como la edad del ensayo. Ensayos para verificar que el módulo de elasticidad especificado se está obteniendo es discrecional del profesional facultado para diseñar, incluyendo la especificación del criterio de aceptación. Ensayos de campo también pueden ser requeridos por la autoridad competente.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(iii) El módulo de elasticidad de una mezcla de concreto debe ser aceptable si los valores medidos igualan o exceden el valor especificado.

(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 aceptable para 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 han 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.

(e) La dosificación de las mezclas para concreto lanzado debe establecerse de tal manera que el concreto lanzado cumpla (1) hasta (3):

(1) Puede colocarse sin segregación y que el refuerzo quede embebido totalmente.

(2) Cumple con los requisitos de durabilidad dados en los documentos de construcción.

(3) Cumple con los requisitos para los ensayos de resistencia para concreto lanzado.

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 remitida para aprobación por parte del profesional facultado 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 que deben incluirse en los documentos de construcción del proyecto. La evidencia debe incluir registros de ensayos de resistencia consecutivos, como se definen en 26.12.1.1, de la misma mezcla de concreto utilizada en proyectos anteriores o de las muestras de prueba de laboratorio de la mezcla propuesta.

COMENTARIO

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 información adicional.

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 26.4.2.1(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 adecuadas 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 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.

aci American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(b) Si los datos de campo o los ensayos de laboratorio no están disponibles y $f'_c \leq$ 35 MPa, la dosificación del concreto debe basarse en otras experiencias o información, contando con la aprobación del profesional facultado para diseñar. Cuando $f'_c >$ 35 MPa, se requieren los datos de los ensayos que documenten las características de la mezcla propuesta.

(c) Se permite modificar las mezclas durante la construcción de la obra. Antes de utilizar la mezcla modificada, debe remitirse evidencia aceptable para el profesional facultado para diseñar que demuestre que la mezcla modificada cumple con los requisitos para mezclas de concreto de los documentos de construcción.

(d) Debe remitirse para revisión por parte del profesional facultado para diseñar la documentación de las mezclas de concreto lanzado antes de su utilización y antes de hacer modificaciones de una mezcla ya aprobada. En la documentación se debe incluir la evidencia de la bondad de la mezcla para cumplir con los requisitos de mezclas para concreto lanzado de los documentos de construcción.

26. 5 — Producción y construcción del concreto

26.5.1 *Producción del concreto*

26.5.1.1 Requisitos de construcción a cumplir:

(a) Los materiales cementantes 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 C94M ó ASTM C685M.

(d) El concreto premezclado y el concreto mezclado en obra deben dosificarse, mezclarse y entregarse de acuerdo con los requisitos de la ASTM C94M o ASTM C685M.

COMENTARIO

Los requisitos para las mezclas de concreto que deben incluirse en los documentos de construcción se encuentran en 26.4.2.1(a).

R26.4.4.1(b) Cuando $f'_c \leq$ 35 MPa 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 proyectos pequeños donde no se justifica el costo de las mezclas de prueba.

R26.4.4.1(c) Algunas veces es necesario o benéfico ajustar las mezclas de concreto durante el avance del proyecto. Las condiciones que pueden llevar a un ajuste de las mezclas incluyen cambios de los materiales del concreto, fluctuaciones de la temperatura estacional, o cambios en los métodos de transporte y colocación. Adicionalmente, puede requerirse o ser conveniente realizar un ajuste de la mezcla de concreto si los ensayos de resistencia dan valores que son más bajos o más altos que los requeridos.

R26. 5 — Producción y construcción del concreto

El ACI 304R describe en detalle las recomendaciones para el mezclado, manejo, transporte y colocación del concreto.

26.5.1 *Producción del concreto*

R26.5.1.1(c) Las normas ASTM C94M y ASTM C685M tratan sobre los requisitos operacionales de los equipos utilizados para producir el concreto.

R26.5.1.1(d) La norma ASTM C94M es una especificación para el concreto premezclado donde los materiales se miden principalmente en masa (peso) y la producción es en tandas de mezclado. Es el método más común para la producción del concreto y que también se usa en las plantas de concreto prefabricado. La norma ASTM C685M 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 de

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

medición, precisión de la amasada, mezclado y entrega, y ensayos para evaluar la uniformidad del concreto mezclado.

26.5.2 *Colocación y consolidación del concreto*

R26.5.2 *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.

R26.5.2.1(a) El encofrado debe estar limpio antes de proceder a la colocación del concreto. En particular, deben retirarse el aserrín, los clavos, los pedazos de madera y otros desechos que se acumulan dentro del encofrado.

(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.

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.

(c) 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.

R26.5.2.1(c) 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, vagonetas, baldes de grúa y tubos tremie.

(d) El concreto no debe bombearse a través de tubos de aluminio o de aleaciones de aluminio.

R26.5.2.1(d) 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 hasta de un 50 por ciento (Newlon and Ozol 1969). 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.

(e) El concreto debe colocarse de acuerdo con (1) hasta (5):

(1) A una tasa que entregue un suministro adecuado de concreto en el sitio de colocación

(2) A una tasa tal que el concreto conserve su estado plástico en todo momento de tal manera que pueda ser consolidado mediante los métodos requeridos

(3) Sin segregación o pérdida del material

(4) Sin interrupciones que pudieran causar pérdidas de plasticidad entre capas sucesivas de colocación que puedan resultar en juntas frías.

(5) Depositado lo más cerca posible de su ubicación final para evitar la segregación debida a su manipulación o desplazamiento

R26.5.2.1(e) El concreto debe suministrarse a una tasa 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 o la 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 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 pueden 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(f) No debe colocarse en la estructura el concreto que se haya contaminado con materiales extraños o que haya perdido su trabajabilidad inicial hasta el punto que ya no puede ser consolidado por los métodos dispuestos.

(g) Se permite utilizar concreto remezclado de acuerdo con las limitaciones de la norma ASTM C94M a menos que sea restringido por el profesional facultado para diseñar.

(h) 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.

(i) Todo concreto debe compactarse cuidadosamente por medios adecuados durante la colocación, y debe acomodarse por completo alrededor del refuerzo y de las instalaciones embebidas, y en las esquinas del encofrado.

(j) Antes de la colocación de una nueva capa de concreto lanzado, el material que haya rebotado o haya sido colocado en exceso de colocaciones adyacentes debe retirarse.

(k) El material proveniente de cortes y rebotes no debe colocarse dentro de la obra.

(l) Las superficies de concreto lanzado a las cuales se le van aplicar otras capas de concreto lanzado deben hacerse rugosas con una amplitud de aproximadamente 6 mm antes de que el concreto lanzado llegue a su fraguado final.

(m) Antes de colocar material adicional sobre una superficie de concreto lanzado endurecido, la lechada debe retirarse, las juntas deben limpiarse y la superficie debe humedecerse.

(n) El concreto lanzado fresco en sitio que exhibe hundimientos, desprendimientos, segregación, hormigueros, o bolsas de arena debe removerse y reemplazarse.

(o) Todo el concreto lanzado debe ser colocado por un operario de lanzado certificado.

(p) Si se requieren paneles de muestra de concreto lanzado específicos para el proyecto todo operario de boquilla debe demostrar su habilidad para producir un panel de muestra de concreto lanzado que sea aprobado.

COMENTARIO

R26.5.2.1(g) La norma ASTM C94M 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(i) En ACI 309R se dan recomendaciones detalladas para la compactación del concreto. Esta guía presenta información acerca del mecanismo de compactación y da recomendaciones sobre las características del equipo y de los procedimientos para diversas clases de mezclas de concreto.

R26.5.2.1(j) y **(k)** El material de rebote consiste en agregado y pasta de cemento suelta que rebota después de impactar el encofrado, refuerzo o una superficie de concreto lanzando endurecido.

El material en exceso es un material rico en pasta que se separa del flujo de concreto lanzado y se adhiere al refuerzo vecino y al encofrado. Las superficies adyacentes usualmente están protegidas del material en exceso.

Los cortes se refieren a concreto lanzado que ha sido aplicado más allá de la superficie terminada y son cortados durante el detallado y enrasado.

El enrasado se refiere al uso de una regla para retirar el exceso de material en el detallado, cortes y rasurado del concreto lanzado expuesto a su superficie final y pendiente.

R26.5.2.1(n) Si los hundimientos en el concreto lanzado se deben a consistencia inapropiada, vibración adyacente o acabado inadecuado, esas secciones deben removerse y reemplazarse. En ACI 506.4R se dan recomendaciones adicionales para reparar el concreto lanzado.

R26.5.2.1(o) Los operarios de la boquilla se certifican a través de programas de ensayos y entrenamiento que incluyen exámenes escritos y de desempeño. Todo operario de boquilla debe certificarse en el programa de ACI correspondiente para concreto lanzado de mezcla seca o mezcla húmeda (ambos están cubiertos por CCP 660.1-15).

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

26.5.3 *Curado*

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 10°C 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.

(b) El concreto de alta resistencia inicial debe mantenerse por encima de 10°C y en condiciones de humedad por lo menos los 3 primeros días, excepto que se use 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 por el profesional facultado para diseñar. 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 acelerado 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), adicionales a los ensayos realizados a los cilindros curados en forma estándar.

(1) Al menos dos cilindros de ensayo de 150 por 300 mm o tres cilindros de 100 por 200 mm 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 C31M y ensayarse de acuerdo con la norma ASTM C39M.

(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

COMENTARIO

R26.5.3 *Curado*

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.

R26.5.3.2(c) Los requisitos de esta sección se aplican siempre que se emplee un método de curado acelerado, ya sea para elementos 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 acelerado 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 aceleradamente no es tan alta en edades posteriores 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 aceleradamente 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, en lo posible, 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 pueden no 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

aci American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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 obra, a la edad de ensayo establecida excede f'_c en más de 3.5 MPa.

(f) El concreto lanzado debe curarse de acuerdo con (1) hasta (3).

(1) Por 24 horas después de la terminación de la colocación, el curado inicial debe hacerse por medio de uno de los siguientes métodos:

(i) Inundación, niebla o rociado continuo.

(ii) Frazadas absorbentes, tela, u otro cubrimiento protector que se mantenga continuamente húmedo,

(iii) Aplicación de un compuesto que forme una membrana protectora de curado.

(2) Después de 24 horas de la terminación de la colocación, el curado final debe realizarse por medio de uno de los siguientes métodos:

(i) El mismo método utilizado para el curado inicial.

(ii) Materiales en forma de láminas.

(iii) Otros recubrimientos que mantengan la humedad mantenidos permanentemente húmedos.

(3) El curado final debe mantenerse por una duración mínima de:

(i) 7 días.

(ii) 3 días si corresponde a concreto con cemento de alta resistencia inicial o si se utiliza un aditivo acelerante.

26.5.4 *Requisitos para clima frío*

COMENTARIO

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 3.5 MPa, aun cuando no logren alcanzar el 85 por ciento de la resistencia de las probetas compañeras curadas de forma estándar.

El criterio del 85 por ciento se basa en la suposición de que el concreto se mantiene por encima de los 10°C y en condiciones de humedad durante al menos los primeros 7 días después de colocado, o que el concreto de alta resistencia inicial se mantiene sobre los 10°C 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 26.12.6.

R26.5.3.2(f) Si se utiliza un compuesto de curado, usualmente será necesario aplicar el compuesto a una tasa mayor que la recomendada por el fabricante debido a la superficie rugosa de muchas aplicaciones de concreto lanzado.

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 que en los documentos de construcción se haga referencia a ambas normas, se debe identificar cuál de ellas es la que controla.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

26.5.4.1 Información sobre el diseño:

(a) Limitaciones de temperatura para el concreto despachado 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 ellas.
(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.

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, las cuales pueden 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.

COMENTARIO

R26.5.4.1(a) La norma ASTM C94M, 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 305.1 presentan las especificaciones para la colocación del concreto en clima cálido.

R26.5.5.1(a) ACI 301 y ACI 305.1 limitan la temperatura máxima del concreto a 35°C en el momento de la colocación.

R26.5.6 *Juntas de construcción, contracción y dilatación*

Para la integridad de la estructura, las juntas de la estructura deben ubicarse y formarse como las requiera el diseño. 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 consideraciones adicionales en el diseño de juntas.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(b) Detalles requeridos para 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, tal como se laminó, 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 techo prefabricado con la intención de que actúe estructuralmente en conjunto con los miembros prefabricados.

(f) Para concreto lanzado, la localización de las juntas de construcción en las cuales se permiten juntas en escuadra.

26.5.6.2 Requisitos de construcción a cumplir:

(a) Las ubicaciones y detalles de las juntas que no se muestran o que difieren de las indicadas en los documentos de construcción deben ser remitidas para revisión por parte del profesional facultado para diseñar.

(b) Excepto para el concreto preesforzado, las juntas de construcción en entrepisos y techos 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 maestras 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 humedecerse todas las juntas de construcción y eliminarse el agua empozada.

(g) Para concreto lanzado las superficies de las juntas de construcción deben cortarse con un ángulo de 45 grados con respecto a la superficie terminada, a menos que se designe una junta a escuadra en los documentos de construcción.

(h) Para concreto lanzado, las juntas de construcción propuestas en ubicaciones que no se muestran en los documentos de construcción deben remitirse al profesional

COMENTARIO

R26.5.6.1(b) Donde se requiera transferencia de fuerzas, puede usarse llaves de cortante, llaves de cortante intermitentes, espigos 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 por 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 remitir 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.

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 de los tercios finales del vano, en vez del tercio central del vano. Las juntas de construcción localizadas dentro del tercio final de vanos 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

facultado para diseñar para aprobación antes de colocar el concreto lanzado.

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 el preesforzado, flujo plástico, retracción y variación de temperatura.
(b) Identificación de si una losa sobre el terreno 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 15.5.
(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 piso, a menos que en los documentos de construcción se indique de otro modo.
(c) Cuando se requiere que la colocación del concreto de la losa y columna de concreto sea integral, el concreto de la columna debe extenderse en toda la altura del sistema de piso por lo menos 600 mm dentro del sistema de piso medidos horizontalmente a partir de la cara de la columna e integrarse con el concreto del entrepiso.
(d) No se permite cortar con sierra o utilizar juntas de construcción en 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:

COMENTARIO

R26.5.7 *Construcción de los miembros de concreto*

R26.5.7.1(b) Una losa sobre el terreno puede diseñarse para actuar como un diafragma o para proveer los amarres requeridos entre los cimientos. Los documentos de construcción deben indicar claramente cualquier losa sobre el terreno que sea un diafragma estructural, con el fin de prohibir que sean cortadas con sierra o que tengan juntas a menos que sean aprobadas por el profesional facultado para diseñar. Las juntas pueden afectar la integridad de la losa y su capacidad de actuar como un diafragma estructural, a menos que se realicen reparaciones estructurales. Véase también 26.5.7.2(d).

R26.5.7.2(a) La demora en la colocación del concreto de miembros apoyados sobre columnas y muros es necesaria para evitar el potencial de 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.

R26.5.7.2(c) El uso del procedimiento de colocación del concreto descrito en 15.5 requiere la colocación de dos mezclas de concreto diferentes en el sistema de entrepiso. Es responsabilidad del profesional facultado para diseñar indicar en los documentos de construcción donde deben colocarse los concretos de alta y baja resistencia.

R26.5.7.2(d) Esta restricción se aplica a las losas identificadas como diafragmas estructurales en 26.5.7.1(b).

R26.6 — Materiales de refuerzo y requisitos de construcción

R26.6.1 *Generalidades*

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(a) Designación de la norma ASTM y resistencia del refuerzo incluyendo los requisitos aplicables para sistemas sísmicos especiales de acuerdo con 20.2.2.5.

(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 preesforzados.
(i) Protección contra la corrosión de los refuerzos expuestos que se pretendan adherir con extensiones en ampliaciones futuras.

26.6.1.2 Requisitos de construcción a cumplir.

(a) Se deben remitir los informes de ensayos de producción del refuerzo.
(b) El refuerzo no preesforzado 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 por unidad de longitud de una muestra limpiada a mano utilizando un cepillo de alambre, 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 especificado deben ser las presentadas en la Tabla 26.6.2.1(a).

COMENTARIO

R26.6.6.1.1(a) Si se utiliza refuerzo ASTM A615M en vez de ASTM A706M en sistemas sísmicos especiales, los requisitos de resistencia y elongación mínima de 20.2.1.3 y 20.2.2.5(b) deberían incluirse.

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 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 la oxidación y del escamado sobre las características de adherencia 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 20.5.2. Según este requisito, los materiales utilizados para proteger el refuerzo de preesforzado contra la corrosión en tendones no adheridos no se consideran contaminantes.

R26.6.2 *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 en forma de cercha. 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, el refuerzo está apoyado de tal

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

Tabla 26.6.2.1(a) — Tolerancias para d y el recubrimiento especificado

d, mm	Tolerancia en d, mm	Tolerancia en el recubrimiento especificado del concreto, mm[1]	
≤ 200	±10	Menor de	-10
			-(1/3) x recubrimiento especificado
> 200	±13	Menor de	-13
			-(1/3) x recubrimiento especificado

[1]La tolerancia para el recubrimiento de la parte inferior del miembro es −6 mm.

(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.

(c) La tolerancia para el espaciamiento de estribos cerrados de confinamiento en miembros de sistemas sísmicos intermedios y especiales:

(1) El menor entre +40 mm y $+1.5d_b$ de la menor barra longitudinal.

(2) El menor de -25 mm por cada 0.30 m de la menor dimensión del miembro y -75 mm.

(3) Los ajustes de la separación no conducen en que haya más de dos estribos cerrados de confinamiento en contacto entre ellos.

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, mm
Extremos discontinuos de ménsulas y cartelas	±13
Extremos discontinuos de otros miembros	±25
Otras ubicaciones	±50

26.6.2.2 Requisitos de construcción a cumplir:

(a) El refuerzo, incluyendo los paquetes de barras, debe colocarse dentro de las tolerancias requeridas 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 especificadas.

COMENTARIO

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 dan 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. Las tolerancias más restrictivas para la colocación de estribos cerrados de confinamiento en miembros de sistemas sísmicos intermedios y especiales tienen como fin obtener un mejor control contra el pandeo prematuro de las barras longitudinales.

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 asegurados entre ellos o amarrados de manera que mantengan 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 refuerzo superior 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

acl American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

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 16 mm., debe usarse un mínimo de dos espaciadores para espirales con menos de 500 mm de diámetro, tres espaciadores para espirales de 500 a 750 mm de diámetro y cuatro espaciadores para espirales de más de 750 mm de diámetro. Para barras o alambre de 16 mm de diámetro o mayores, debe usarse un mínimo de tres espaciadores para espirales de 600 mm o menos de diámetro y cuatro espaciadores para espirales de más de 600 mm de diámetro.

(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.

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.

(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.

R26.6.2.2(e) Estas tolerancias representan la práctica basada en ensayos de miembros de tamaño natural con barras No. 57.

26.6.3 *Doblado*

R26.6.3 *Doblado*

26.6.3.1 Información sobre el diseño

(a) Geometría de dobleces que no sean estándar

R26.6.3.1 Radios de doblado mayores que los mínimos de las Tablas 25.3.1 y 25.3.2 pueden ser requeridos por restricciones geométricas o por 23.10 para zonas de discontinuidad diseñadas utilizando el método de puntal-tensor con barras nodales curvas. Los dobleces que no sean estándar deben mostrarse en los planos.

26.6.3.2 Requisitos de construcción a cumplir

(a) Todo refuerzo debe doblarse en frío antes de su colocación, 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.

R26.6.3.2(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 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; Stecich et al. 1984) han demostrado que las barras de refuerzo que cumplan la norma ASTM A615M Grado 280 y Grado 420 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 820°C 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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(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 Información sobre el diseño

(a) Los detalles para soldadura de barras de anclaje en la cara frontal de ménsulas o cartelas diseñadas por el profesional facultado para diseñar de acuerdo con 16.5.6.3(a).

COMENTARIO

a aproximadamente 150 mm del concreto, puede ser necesario utilizar algún sistema aislante 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 320°C.

R26.6.4 *Soldadura*

Cuando sea necesario soldar el refuerzo, se requiere tener en cuenta 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 por medio del equivalente de carbono (CE). El AWS D1.4 establece un precalentamiento y temperaturas de entrepaso para un intervalo 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 A706M. La expresión más completa se da para barras ASTM A706M, la cual es idéntica a la fórmula para CE de la norma ASTM A706M.

La norma ASTM A706M 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 A706M limitando el equivalente de carbono (CE) a un máximo de 0.55 por ciento y controlando la composición química. La norma ASTM A706M 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 A706M, 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. Esta situación es particularmente común en la modificación o 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 A706M, el precalentamiento mínimo requerido es 150°C para barras No. 19 o menores, y 260°C para barras No. 22 o mayores. El precalentamiento requerido para todos los tamaños de barras cubiertas por la norma ASTM A706M es la temperatura dada en la tabla del AWS D1.4 Welding Code, correspondiente al mínimo precalentamiento para el intervalo de CE "sobre 0.45 hasta 0.55 por ciento". La soldadura de una barra en particular debe realizarse de acuerdo con AWS D1.4. Debe también

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

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 1064M, la potencial preocupación de problemas no es del caso con soldaduras hechas mecánicamente por el procedimiento de resistencia.

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 A706M deben ser complementadas para requerir un informe de las propiedades necesarias del material para cumplir con los requisitos de AWS D1.4.

(b) No se permite soldar las barras que se intersecten con el fin de sujetarlas, excepto en la cara frontal de ménsulas y cartelas o cuando lo autorice el profesional facultado para diseñar.

R26.6.4.1(b) La soldadura donde se sueldan las barras donde se cruzan, puede debilitar seriamente una barra en el punto de 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. La soldadura de barras de anclaje en la cara frontal de ménsulas y cartelas se presenta en R16.5.6.3.

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 17.1.2.

(b) Tipo, tamaño, requisitos de ubicación, profundidad efectiva de embebido y requisitos de instalación de los anclajes.

(c) Tipo, tamaño, ubicación o requisitos de ubicación del refuerzo de anclaje diseñado para desarrollar la resistencia

R26.7 — Anclaje al concreto

R26.7.1 En los documentos de construcción, de acuerdo al Reglamento, se deben mencionar los requisitos mínimos para los anclajes.

R26.7.1(a) La resistencia y capacidad de deformación de anclajes post instalados se evalúa para aceptación bajo ACI 355.2 o ACI 355.4. Estos ensayos se realizan suponiendo una instalación de acuerdo con los procedimiento recomendados por el fabricante (en el caso de anclajes adheridos, las Instrucciones de instalación impresas del fabricante [IIIF]).

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

del anclaje de acuerdo con 17.5.2.1, de igual manera el refuerzo transversal de confinamiento para anclajes instalados en la parte superior de columnas o pedestales de acuerdo con 10.7.6.1.5.

(d) Tipo, tamaño y ubicación de los espigos de cortante diseñados para desarrollar resistencia a cortante de acuerdo con 17.11.

(e) Para espigos de cortante, tamaño y localización de las ventanas de inspección de la platina base que permitan la inspección y evacuación del aire cuando se coloca el concreto o mortero de acuerdo con 17.11.1.2.

(f) Distancia mínima al borde de los anclajes, de acuerdo con 17.9.

(g) Protección contra la corrosión de anclajes expuestos que se pretendan unir con trabajos futuros.

(h) Para anclajes post instalados, los parámetros asociados con la resistencia de diseño de acuerdo con 17.5, incluyendo la categoría del anclaje, la resistencia del concreto, el torque de instalación y los requisitos para la perforación del hueco y su preparación.

(i) Para anclajes adheridos en tracción, los parámetros asociados con el esfuerzo de adherencia característico utilizado en el diseño de acuerdo con 17.6.5, incluyendo el intervalo de temperatura del concreto, las condiciones de humedad del concreto en el momento de la instalación, el tipo de concreto liviano, si es aplicable, y los requisitos para el taladrado del hueco y su preparación.

COMENTARIO

R26.7.1(h) Algunos tipos de anclajes pueden ser sensibles a variaciones en el diámetro del hueco, las condiciones de limpieza, orientación del eje, magnitud del torque de instalación, ancho de las fisuras, y otras variables. Parte de esta sensibilidad se tiene en cuenta indirectamente por medio de los valores de ϕ para las diferentes categorías de anclajes, los cuales dependen en parte de los resultados de los ensayos de seguridad de instalación. Si se modifican los componentes del anclaje o si los procedimientos de instalación del anclaje se desvían de los especificados, el anclaje puede no cumplir con los criterios de aceptación de ACI 355.2 o 355.4.

R26.7.1(i) Debido a la sensibilidad de la resistencia de adherencia a la instalación, el control de calidad en el sitio es importante en anclajes adheridos. Los documentos de construcción deben contener todos los parámetros relevantes de los esfuerzos característicos utilizados en diseño. Estos parámetros pueden incluir, sin limitarse solo a ellos:

(a) Ambiente aceptable para la instalación del anclaje (concreto seco o saturado; intervalo de temperatura del concreto)

(b) Métodos de taladrado aceptables

(c) Procedimientos requeridos de limpieza del hueco

(d) Tipo de anclaje e intervalo de tamaños (barra roscada o barra de refuerzo)

La razón de la limpieza del hueco es asegurarse que los residuos y polvo no debiliten la adherencia. Dependiendo de las Instrucciones de instalación impresas del fabricante (IIIF), tipo de anclaje calificado y las condiciones en el sitio, la limpieza del hueco puede incluir operaciones para remover residuos de la taladrada del hueco por medio de vacío o cepillado mecánico con aire comprimido de la pared del hueco para remover el polvo de la superficie y un paso final para evacuar cualquier polvo o residuo remanente usualmente por medio de aire comprimido. Si se utiliza un taladrado de núcleos húmedo, los huecos pueden limpiarse con chorro de agua y luego secrase con aire comprimido. El aire comprimido debe estar libre de aceite y humedad. Para anclajes instalados en ubicaciones donde el concreto está saturado (por ejemplo, localizaciones al aire libre expuestas a la lluvia), el barro proveniente de la taladrada debe removerse de otra manera. En todos los casos, los procedimientos deben estar claramente descritos en las IIIF que acompañan el producto. Si el procedimiento de instalación no está claramente descrito, se debe contactar al fabricante. Estas instrucciones de instalación

aci American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(j) Identificación de los anclajes adheridos instalados con una orientación horizontal o hacia arriba para resistir cargas sostenidas de tracción.
(k) Identificación de los anclajes adheridos que requieran prueba de carga de acuerdo con ACI 355.4 o un programa de inspección establecido por el profesional facultado para diseñar.
(l) Especificar la certificación requerida para los instaladores de anclajes adheridos incluyendo anclajes adheridos que se instalan en con una orientación horizontal o hacia arriba para resistir cargas sostenidas de tracción.

26.7.2 Requisitos de construcción a cumplir:

(a) Los anclajes preinstalados y sus fijaciones y refuerzo del anclaje deben asegurarse y orientarse en el encofrado de acuerdo con los documentos de construcción. El concreto se debe consolidar alrededor de los anclajes y del refuerzo de anclaje utilizando procedimientos adecuados durante la colocación.
(b) La colocación del concreto o el mortero alrededor de los espigos de cortante debe verificarse por medio del uso de ventanas de inspección de la platina base.
(c) La instalación de anclajes postinstalados debe realizarse de acuerdo con las instrucciones del fabricante. Los anclajes postinstalados adheridos deben instalarse de acuerdo con las Instrucciones de Instalación Impresas del Fabricante (IIIF).

COMENTARIO

impresas, que también describen los límites para la temperatura del concreto, la presencia de agua durante la instalación, los procedimientos necesarios para obtener una inyección del adhesivo sin vacíos y los requisitos de curado del adhesivo, constituyen una parte integral del sistema de anclajes adheridos y son parte de la evaluación de desempeño de acuerdo con ACI 355.4.

R26.7.1(l) Los anclajes adheridos son sensibles a la orientación de instalación. Esta sensibilidad, combinada con la variabilidad de la resistencia de anclajes adheridos sometidos a cargas sostenidas de tracción, requieren que su instalación sea hecha por instaladores certificados. La certificación también puede ser necesaria para otras aplicaciones relacionadas con seguridad. Los instaladores se pueden certificar a través de programas de ensayos y entrenamiento que incluyen exámenes escritos y de desempeño como los define el programa ACI Certificación de Instaladores de Anclajes Adheridos (ACI CPP 680.1-17) o programas similares con requisitos equivalentes. La aceptación de otras certificaciones diferentes del ACI Certificación de Instaladores de Anclajes Adheridos debe ser determinada por el profesional facultado para diseñar. Además, los instaladores deben recibir instrucción a través de entrenamiento para productos específicos de los ofrecido por los fabricantes de sistemas de anclajes adheridos calificados.

Un programa de certificación de instaladores equivalente debe examinar el conocimiento y destreza del instalador por medio de un programa administrado y que califique al instalador de una manera justa y sin sesgos por medio de exámenes escritos y de desempeño. Estos programas deben reflejar el conocimiento y destreza requeridos para instalar sistemas de anclajes disponibles comercialmente. La efectividad del examen escrito debe ser verificada por medio de análisis estadístico de las preguntas y respuestas. Un programa equivalente debe contener un mecanismo para verificar las credenciales, las cuales deben ser revisadas periódicamente.

R26.7.2(c) 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 información adicional de

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(d) Los anclajes postinstalados deben ser instalados por operarios calificados.
(e) Los anclajes adheridos identificados en los documentos de construcción como de orientación horizontal o hacia arriba que resisten cargas sostenidas de tracción deben ser instalados por operarios calificados.

(f) Los anclajes adheridos deben instalarse en concreto que tenga una edad mínima de 21 días en el momento de la instalación del anclaje.

COMENTARIO

acuerdo con 26.7.1(f) y 26.7.1(g). Para anclajes adheridos, se aplican los requisitos relacionados con la aplicación en particular para la calificación de los instaladores y requisitos para la inspección.

R26.7.2(e) Muchas de las características de desempeño de los anclajes dependen de la adecuada instalación del anclaje. Los anclajes adheridos horizontales e inclinados hacia arriba que resistan cargas sostenidas de tracción se requiere que sean instalados por personal certificado para sistemas de anclajes adheridos y en los procedimientos de instalación que se utilicen. El personal de construcción puede establecer su calificación por medio de una certificación obtenida a través de programas de certificación.

R26.7.2(f) Los anclajes adheridos calificados de acuerdo con ACI 355.4 se ensayan en concreto con resistencia a la compresión en dos intervalos: 17 a 28 MPa y 45 a 59 MPa. 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 adoptó una edad mínima de 21 días del concreto al momento de la instalación del anclaje adherido.

26.8 — Insertos embebidos

26.8.1 Información sobre el diseño:

(a) Tipo, dimensiones, detalles y ubicación de los insertos 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 insertos 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 insertos embebidos que no estén contenidos 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 los documentos de construcción deben diseñarse para resistir los efectos 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 32°C ni 0.35 MPa respectivamente, puede colocarse en las tuberías hasta que el concreto haya alcanzado su resistencia de diseño.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(e) En losas macizas, las tuberías deben colocarse entre las capas de refuerzo superior e inferior, a menos que se requiera irradiar calor o derretir nieve.
(f) Las tuberías y ductos deben fabricarse e instalarse de tal forma que no se 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 las 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 las 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, resistencia y estabilidad 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.

COMENTARIO

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 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) Todas las conexiones temporales de montaje, arriostramientos y apuntalamientos deben estar indicadas en los documentos de construcción o de montaje, así como la secuencia de retiro de estos elementos, 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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(2) Los elementos embebidos no se requiere que sean enganchados o amarrados al refuerzo dentro del concreto.
(3) Los elementos embebidos deben mantenerse en la posición correcta mientras el concreto permanezca plástico.
(4) El concreto debe compactarse adecuadamente alrededor de los elementos embebidos.

COMENTARIO

miembros embebidos que deben ser enganchados o amarrados al refuerzo embebido.

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, acoples y conexiones, anclajes de postensado y regiones de anclajes.

(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 ion 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 remitidos al profesional facultado para diseñar para su revisión.

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 20.5.1.4.2 para los requisitos de protección contra la corrosión.

Puede lograrse una protección 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.

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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(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 encerrarse 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 preesforzado deben realizarse de manera tal que el acero de preesforzado no quede expuesto a chispas o descargas eléctricas, o a temperaturas excesivas que puedan degradar las propiedades del refuerzo.

(e) La fuerza de preesfuerzo y las pérdidas por fricción deben verificarse mediante (1) y (2).

(1) La medición de la elongación del refuerzo de preesforzado 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 supere el 5 por ciento en los miembros pretensados o el 7 por ciento en las construcciones postensadas, a menos que el profesional facultado para diseñar apruebe algo diferente.

(g) La pérdida total de preesforzado debida al refuerzo de preesforzado roto que no es reemplazado no debe exceder del 2 por ciento del preesforzado total, a menos que lo apruebe el profesional facultado para diseñar.

(h) Cuando la transferencia de fuerza desde los extremos del banco de pretensado al concreto 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

COMENTARIO

R26.10.2(e) Las mediciones de la elongación para preesforzado deben 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.

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 preesforzado 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 preesforzado 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 preesforzado y el ducto también varían.

R26.10.2(g) Esta disposición se aplica a todos los miembros de concreto preesforzado. 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 viguetas en una dirección, o la franja de columna o franja central en los sistemas de placas planas en dos direcciones. En algunos miembros puede ser aceptable más de 2 por ciento de pérdida de preesfuerzo debida al refuerzo preesforzado roto que no se reemplaza.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

concreto sea al menos de 17 MPa para los tendones de un torón o para barras o de al menos 28 MPa 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.

COMENTARIO

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 17 MPa. 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.

26.11 — Cimbras y encofrados

26.11.1 *Diseño de las cimbras y encofrados*

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 para lograr una seguridad adecuada. 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. Sigue las guías establecidas en ACI 347 e incluye información para 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 requisitos para las especificaciones de diseño de cimbras y encofrados.

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 apuntalamiento.

(c) Requisitos para el retiro del apuntalamiento de los miembros compuestos.

R26.11.1.1 La Sección 24.2.5 cubre los requisitos relativos a deflexiones de miembros apuntalados y sin apuntalar.

26.11.1.2 Requisitos de construcción a cumplir:

(a) El diseño de cimbras y encofrados debe considerar de (1) hasta (6):

(1) Método de colocación del concreto.

(2) Tasa de colocación del concreto.

(3) Cargas de construcción, incluyendo cargas verticales, horizontales y de impacto.

(4) Evitar el daño de miembros previamente construidos.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(5) Para miembros postensados, permitir desplazamientos del miembro sin causarle daños durante el tensionamiento del refuerzo preesforzado.

(6) Para miembros postensados, permitir la redistribución de cargas en las cimbras y encofrados resultantes del tensionamiento del refuerzo preesforzado.

(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 de la pasta y el 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 y desencofrado*

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 sin afectar su funcionamiento al futuro.

(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 un estimativo de la resistencia del concreto en sitio.

(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

COMENTARIO

26.11.2 *Descimbrado y desencofrado*

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 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 presenta 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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

concreto aprobados por el profesional facultado para diseñar y, cuando se requiera, aprobados 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 postensados no deben ser removidas hasta que se haya aplicado suficiente postensado 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 sin afectar el funcionamiento.

COMENTARIO

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 C873M. El empleo de este método está limitado a losas de concreto cuyo espesor sea de 125 a 300 mm.

(b) Resistencia a la penetración de acuerdo con la norma ASTM C803M;

(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 comprensión 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 endurecido

26.12.1 *Generalidades*

26.12.1.1 Requisitos de construcción a cumplir:

(a) La evaluación del concreto endurecido debe basarse en ensayos de resistencia. Un ensayo de resistencia debe ser el promedio de las resistencias de al menos dos cilindros de 150 por 300 mm o de al menos tres cilindros de 100 por 200 mm., preparados de la misma muestra de concreto tomada de acuerdo con ASTM C172M en el punto de entrega, manejadas y curadas de forma estándar de acuerdo con ASTM C31M y ensayados de acuerdo con ASTM C39M a 28 días o a la edad de ensayo designada para la determinación de f'_c.

R26.12 — Evaluación y aceptación del concreto endurecido

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 ensayo de resistencia es válido siempre que se promedien las resistencias de al menos dos cilindros individuales de 150 por 300 mm. o de al menos tres cilindros de 100 por 200 mm. Las resistencias de todos los cilindros individuales que no hayan sido descartados según ACI 214R pueden 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 100 por 200 mm mantiene el nivel de confianza de la resistencia promedio

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(b) Para concreto lanzado un ensayo de resistencia debe ser el promedio de resistencia de al menos tres núcleos de diámetro nominal de 75 mm tomados de un panel de ensayo preparado de acuerdo con ASTM C1140 y ensayado a los 28 días de la colocación o a la edad de ensayo designada para f'_c.

(c) La entidad o laboratorio que realice los ensayos de aceptación debe cumplir con la norma ASTM C1077.

(d) Los ensayos de concreto fresco realizados en la obra, la preparación de probetas que se vayan a curar de forma estándar, la preparación de probetas que requieran de un curado bajo condiciones de obra, si son requeridas, y llevar el registro de temperaturas del concreto fresco mientras se preparan las probetas para ensayos de resistencia, deben ser realizado por técnicos certificados en ensayos de campo.

(e) Los ensayos de laboratorio deben ser realizados por técnicos de laboratorio certificados.

(f) 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.

COMENTARIO

ya que los cilindros de 100 por 200 mm tienden a tener variabilidades propias de ensayo aproximadamente un 20 por ciento mayores que las correspondientes para ensayos de cilindros de 150 por 300 mm (Carino et al. 1994).

Muestras representativas de concreto para fabricar probetas de ensayo se obtienen del concreto tal como fue despachado al lugar del proyecto. Por ejemplo, muestras de concreto despachado en un camión mezclador serían obtenidas de la canal de entrega del camión al ser descargado el concreto. ASTM C172M contiene requisitos para el muestreo de concreto proveniente de diferentes equipos utilizados en la producción o transporte del concreto.

Debe notarse que el término "ensayo de resistencia" no es aplicable a resultados de ensayos de cilindros curados en obra en o sobre la estructura como se describe en ASTM C31M, y tampoco aplica a resultados de ensayos de cilindros de mezclas de prueba en el laboratorio.

R26.12.1.1(c) 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(d) Los técnicos de campo y laboratorio pueden establecer su calificación certificándose a través de programas de certificación que incluyan exámenes escritos y de desempeño. Los técnicos de campo a cargo del muestreo del concreto, de ensayos de asentamiento, densidad (peso unitario), 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 (ACI CPP 610.1-18) o un programa equivalente que cumpla con los requisitos de la norma ASTM C1077.

R26.12.1.1(e) El personal de ensayo de laboratorio debe estar certificado de acuerdo con los requisitos del programa de certificación de ACI para Técnico en Ensayo de Resistencia del Concreto incluido en ACI CPP 620.1-12 o un programa equivalente que cumpla con los requisitos de la norma ASTM C1077.

R26.12.1.1(f) 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 del 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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 110 m^3 de concreto

(3) Al menos cada 460 m^2 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 mezcla 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 tandas.

(c) Cuando la cantidad total de una mezcla dada de concreto sea menor que 38 m^3, no se requieren ensayos de resistencia cuando se envíe a la autoridad competente evidencia de que la resistencia es satisfactoria y sea aprobada por ella.

(d) Para concreto lanzado se debe preparar un panel de ensayo de concreto lanzado para cada mezcla y cada operario de boquilla por lo menos una vez al día o por cada 38 m^3 colocados, la que conduzca al mayor número de paneles.

26.12.3 *Criterios para la aceptación de probetas curada en forma estándar*

26.12.3.1 Requisitos de construcción a cumplir:

(a) El nivel de resistencia de una mezcla 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 3.5 MPa por debajo cuando f'_c es 35 MPa o menos; o en más de $\mathbf{0.10} f'_c$ por debajo cuando f'_c es mayor a 35 MPa.

(b) Cuando no se cumpla con cualquiera de los dos requisitos de 26.12.3.1(a), deben tomarse las medidas necesarias para incrementar los resultados de los siguientes ensayos de resistencia.

COMENTARIO

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 26.12.1.1(a)) de una sola tanda de mezclado, y ASTM C172M requiere que la muestra se tome solo después de que se hayan hecho todos los ajustes a la tanda.

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 240 mm, el criterio (3) requiere de un muestreo mayor a una vez por cada 110 m^3 colocados.

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 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 cumplan 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(a) se aplican a los resultados de los ensayos de los cilindros de 100 por 200 mm o de 150 por 300 mm 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.

R26.12.3.1(b) 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

(g) Mejoramiento de la calidad de los ensayos, lo que incluye un estricto cumplimiento de las normas de ensayo ASTM C172M, ASTM C31M y ASTM C39M.

Tales variaciones en los procedimientos de operación o las variaciones pequeñas en el contenido de material cementante o contenido de agua, no requieren de una nueva remisión de la dosificación de la mezcla; no obstante, variaciones importantes en las fuentes de cemento, los agregados o los aditivos deben estar acompañados por evidencia de que habrá una mejoraría en el nivel promedio de resistencia.

(c) Cuando no se cumplen los requisitos de 26.12.3.1(a)(2), se deben aplicar los requisitos para investigar resultados de ensayos con baja resistencia de 26.12.6.

26.12.4 *Criterios para la aceptación del concreto lanzado*

R26.12.4 *Criterios para la aceptación del concreto lanzado*

26.12.4.1 Requisitos de construcción a cumplir

(a) Las probetas para ensayos de aceptación deben cumplir con (1) y (2):

(1) Los paneles de ensayo deben prepararse con la misma orientación y por el mismo operario de boquilla que esté colocando el concreto lanzado.

(2) Los núcleos deben obtenerse, condicionarse y ensayarse de acuerdo con ASTM C1604.

(b) La resistencia de la mezcla de concreto lanzado debe ser aceptable si se cumple con (1) y (2):

(1) Todo promedio aritmético de las resistencias de tres paneles consecutivos de ensayo iguala o excede f'_c.

(2) La resistencia promedio a la compresión de tres núcleos de un mismo panel de ensayo no es menor que $0.85f'_c$ y ningún núcleo individual tiene una resistencia menor que $0.75f'_c$.

(c) Si no se cumple cualquiera de los requisitos de 26.12.4.1(b), deben tomarse medidas para aumentar el promedio de los resultados de resistencia siguientes.

(d) Deben aplicarse los requisitos para investigar resultados bajos de ensayos de resistencia si los requisitos de 26.12.6.1(b)(2) no se cumplen.

R26.12.4.1(a) Los núcleos tomados de los paneles de ensayo de concreto lanzado, extraídos de acuerdo con ASTM C1140M, usualmente tienen relaciones de longitud a diámetro menores que 1.75. Por esta razón las resistencias de los núcleos utilizadas para comparación con el criterio de aceptación corresponden a valores que han sido objeto de corrección debida a la relación de longitud a diámetro de la norma ASTM C1604M.

26.12.5 *Criterios de aceptación para la densidad de concreto liviano*

R26.12.5 *Criterios de aceptación para la densidad de concreto liviano*

26.12.5.1 Requisitos de construcción a cumplir

(a) La frecuencia de muestreo para determinar la densidad la mezcla fresca debe cumplir con 26.12.2.

(b) El muestreo de concreto liviano para determinar su densidad fresco debe ser en el punto de despacho de acuerdo con ASTM C172M.

(c) La densidad del concreto liviano fresco debe determinarse de acuerdo con la norma ASTM C138.

(d) A menos que se permita de otra forma por parte del profesional facultado para diseñar la densidad del concreto liviano fresco debe ser aceptable dentro de ± 0.25 kg/m^3 de la

R26.12.5.1(d) La tolerancia permitida para densidad del concreto fresco para una mezcla diseñada para la densidad de equilibrio especificada, w_c, tiene como objetivo tener en cuenta las variaciones en la humedad del agregado, contenido

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

densidad fresca correspondiente a la densidad de equilibrio especificada.

26.12.6 *Investigación de ensayos de resistencia*

26.12.6.1 Requisitos de construcción a cumplir:

(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

COMENTARIO

de aire y la dosificación de la tanda. El impacto de la tolerancia en densidad en el valor de λ supuesto en el diseño es mínima se considera aceptable. El profesional facultado para diseñar puede considerar permitir una tolerancia mayor en la densidad del concreto fresco para ajustar estas variaciones esperadas cuando son aceptables.

R26.12.6 *Investigación de ensayos de resistencia*

R26.12.6.1 Se dan requisitos respecto al procedimiento que debe seguirse cuando los ensayos de resistencia no cumplan con los criterios de aceptación de 26.12.3.1(a)(2) ó si el promedio de resistencias de cilindros curados en obra no cumple con 26.5.3.2(e). Estos requisitos solo son aplicables para 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 del concreto en obra, tales como penetración de sonda (ASTM C803M), esclerómetro (martillo de rebote) (ASTM C805M) o arrancamiento (ASTM C900) pueden ser útiles para determinar si una porción de la estructura realmente contiene o no concreto de baja resistencia. A menos que estos ensayos en sitio se hayan correlacionado con la resistencia a la compresión utilizando procedimientos aceptados, como los descritos en ACI 228.1R, 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 1965, 1968; Malhotra 1976, 1977). Las resistencias bajas pueden, por supuesto, tolerarse en muchas circunstancias, pero esto queda a juicio del profesional facultado para diseñar y de la autoridad competente. Cuando los ensayos de núcleos, realizados de acuerdo con 26.12.6.1(d) no cumplan con 26.12.6.1(e), puede ser útil, especialmente en el caso de sistemas de piso o techo, 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 (26.12.6) están dirigidas a ese objetivo. No es función del Reglamento asignar responsabilidades por deficiencias en la resistencia.

R26.12.6.1(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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

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 C42M. 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) El profesional facultado para diseñar o la autoridad competente deben poder permitir modificar los detalles de ensayo de núcleos como lo indica la norma ASTM C42M.

(d) 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 C42M. Los núcleos deben ser ensayados dentro de 5 días de haberse humedecido la última vez y 7 días después de haber sido extraídos a menos que el profesional facultado para diseñar o la autoridad competente apruebe algo diferente.

(e) El concreto de la zona representada por los núcleos se considera estructuralmente adecuado cuando se cumplen (1) y (2):

(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.

COMENTARIO

resistencia del concreto en la estructura, se pueden requerir ensayos de núcleos para evaluar si la estructura es adecuada.

R26.12.6.1(c) Algunos requisitos taxativos de la norma ASTM C42M se pueden alterar por parte de quien "especifica los ensayos", quien esta definido en ASTM C42M como el "individuo responsable por el análisis o revisión y aceptación de los resultados de los ensayos de núcleos". Para los propósitos de ACI 318, quien "especifica los ensayos" es el profesional facultado para diseñar o la autoridad competente.

R26.12.6.1(d) El empleo de una broca enfriada por agua o una sierra enfriada por agua para ajustar los extremos del núcleo, 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). El requisito de por lo menos 5 días entre el momento del último humedecimiento y el momento de ensayo provee un tiempo para que el gradiente de humedad se reduzca. Si se utiliza una sierra enfriada por agua para ajustar los extremos, el período de condicionamiento inicia cuando el aserrado termina. El máximo tiempo de 7 días desde la extracción del núcleo y el ensayo tiene como intención asegurar un ensayo oportuno de los núcleos si la resistencia del concreto está en duda. Si el ajuste de los extremos del núcleo con una sierra enfriada con agua es necesario debe hacerse dentro de 2 días de la extracción del núcleo para poder cumplir los límites de tiempo establecidos por los criterios de ensayo.

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 C42M permite a quien especifica los ensayos modificar la duración especificada para adaptarse a las condiciones de humedad antes de realizar los ensayos. Quien especifica los ensayos, no obstante, debe estar consciente de la reducción potencial de la resistencia si los núcleos se ensayan antes de que el gradiente de humedad se disipe.

R26.12.6.1(e) 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 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 resistencias por

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(f) Cuando los núcleos den valores erráticos, se debe permitir extraer núcleos adicionales de la misma zona.
(g) Si los criterios para evaluar la bondad de la estructura con base en resultados de la resistencia de núcleos 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 de acuerdo con las circunstancias.

26.12.7 *Aceptación del concreto reforzado con fibras de acero*

26.12.7.1 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 C1609M 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 $0.62\sqrt{f_c'}$.
(3) La resistencia residual obtenida en el ensayo a flexión realizado de acuerdo con la norma ASTM C1609M 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 $0.62\sqrt{f_c'}$.

26.13 — Inspección

26.13.1 *Generalidades*

COMENTARIO

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 cumplir con 26.12.4.1(e).

R26.12.7 *Aceptación del concreto reforzado con fibras de acero*

R26.12.7.1 Los criterios por desempeño de la norma ASTM C1609M 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 C1609M y se relaciona con la capacidad del concreto reforzado con fibras para resistir tracción. La resistencia de $0.62\sqrt{f_c'}$ es consistente con el módulo de ruptura de diseño del concreto dado por la ecuación (19.2.3.1).

R26.13 — Inspección

R26.13 *Generalidades*

La calidad de las estructuras de concreto 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 la estructura depende de que la construcción represente correctamente el diseño y cumpla con los requisitos del Reglamento.

aci American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

COMENTARIO

hacia arriba (en el sentido de las manecillas del reloj desde las 9 horas hasta las 3 horas) impone retos al instalador y requieren atención particular a la calidad de ejecución, así como un nivel mayor de cuidado. Se requiere que la instalación de estos anclajes se inspeccione por parte de un inspector certificado que esté permanentemente presente cuando y donde se hagan las instalaciones.

26.13.2 *Registros de inspección*

26.13.2.1 Los registros de inspección deben documentar los elementos inspeccionados y deben ser desarrollados durante todas las etapas de la construcción de la obra. Los registros de inspección deben conservarse al menos durante dos años después de la terminación del proyecto.

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 después de terminado el proyecto.

26.13.2.2 Los registros de inspección deben incluir de (a) hasta (e):

(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 de concreto colocado, identificación de las mezclas utilizadas, 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 4°C o mayor que 35°C, debe llevarse un registro de las temperaturas del concreto y de la protección dada al concreto durante su colocación y curado.

R26.13.2.2(d) El término "temperatura ambiente" significa la temperatura del medio ambiente a la 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 láminas plásticas.

(e) La colocación del refuerzo y el tensionamiento del refuerzo preesforzado incluyendo las mediciones y registros de la elongación de los tendones y la fuerza por medio de un manómetro calibrado.

26.13.2.3 Para refuerzo corrugado ASTM A615M utilizado en sistemas sísmicos especiales, verificación de que los registros de ensayos de siderúrgica cumplen con los documentos de construcción.

R26.13.2.3 Si se utiliza refuerzo ASTM A615M en aplicaciones sísmicas especiales, es importante que el inspector revise los certificados de siderurgia para verificar el cumplimiento de los requisitos aplicables dados en los documentos de construcción.

26.13.2.4 Los registros de ensayos deben ser revisados para confirmar la soldabilidad de refuerzos diferentes a ASTM A706M, si la soldabilidad se requiere.

26.13.2.5 Los anclajes postinstalados de expansión (controlados por torque o controlados por desplazamiento), anclajes con sobreperforación en su base, anclajes de tornillo y anclajes adheridos, sus materiales y procedimientos de instalación deben verificarse en su conformidad con los documentos de construcción aprobados y con las Instrucciones Impresas de

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

Instalación del Fabricante (IIIF). Se debe confirmar que los procedimientos y resultados de pruebas de carga, donde se requieran, cumplen con 26.7.1(k).

26.13.3 *Elementos que requieren inspección*

26.13.3.1 A menos que se especifique de otro modo en el reglamento general de construcción, los ítems que deben ser inspeccionados de forma continua o periódicamente de acuerdo con 26.13.3.2 y 26.13.3.3, respectivamente.

26.13.3.2 Los ítems que requieren verificación e inspección continua incluyen de (a) hasta (e):

(a) Antes de la colocación, la mezcla de concreto para la ubicación dende se va a colocar.
(b) El tensionamiento del refuerzo preesforzado y la colocación del mortero de inyección en tendones adheridos.
(c) La colocación del refuerzo para pórticos especiales resistentes a momento, elementos de borde de muros estructurales especiales y vigas de acople.
(d) Soldadura del refuerzo para pórticos especiales resistentes a momento, elementos de borde de muros estructurales especiales y vigas de acople.
(e) La instalación de anclajes postinstalados, si se requiere como una condición de la evaluación del anclaje o en anclajes adheridos instalados horizontalmente o con orientación inclinada hacia arribe que soportan cargas permanentes en tracción.

26.13.3.3 Los ítems que requieren verificación e inspección periódica incluyen de (a) hasta (j):

(a) La colocación del refuerzo, embebidos y tendones de postensado.
(b) Soldadura del refuerzo excepto en lo que se requiera en 26.13.3.2(d).
(c) El método de curado y duración del curado de cada miembro.
(d) Colocación y remoción de encofrados, cimbras y reapuntalamientos.
(e) Secuencia de erección y conexión de miembros prefabricados.

(f) La verificación de la resistencia del concreto en sitio antes de tensionar los tendones de postensado y antes de remover los puntales y encofrados de las vigas y losas estructurales.
(g) Colocación de anclajes preinstalados y del refuerzo de los anclajes, incluyendo las tolerancias requeridas para la colocación del refuerzo de los anclajes.
(h) La instalación de anclajes postinstalados, anclajes de expansión (controlados por torque o controlados por desplazamiento), anclajes con sobreperforación en su base y anclajes de tornillo.
(i) La instalación de anclajes adheridos excepto en los que se requiera en 26.13.3.2(e).

COMENTARIO

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 continua o periódica.

R26.13.3.3(e) Algunas jurisdicciones exigen una inspección continua de la secuencia de erección y conexión de los miembros prefabricados, y además pueden requerir la inspección del apuntalamiento, arriostramiento u otras medidas temporales.

R26.13.3.3(i) Los requisitos para la inspección de los anclajes adheridos son diferentes de los de otros anclajes postinstalados y provienen de cuatro fuentes: a) el reglamento

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

(j) Pruebas de carga de los anclajes si se requieren de acuerdo con 26.13.2.5.

COMENTARIO

general de construcción, que exige inspecciones periódicas para los anclajes en el concreto; b) la evaluación y calificación del anclaje bajo los requisitos de ACI 355.4, los cuales pueden requerir ya sea inspecciones periódicas o inspección continua con cargas de prueba dependiendo de los factores de reducción de resistencia asignados al anclaje; c) los requisitos de 26.13.3.2(e), los cuales ordenan inspección continua de anclajes colocados en una orientación horizontal o inclinada hacia arriba para resistir cargas sostenidas a tracción; y d) los requisitos de pruebas de carga de 26.13.2.5.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

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.

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.

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 — 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.

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.

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.

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.

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, una prueba de carga puede ser la solución más eficiente para eliminar o confirmar la duda. Una prueba de carga también puede ser apropiada 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.

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 de 27.5 o 27.6 para

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 servicio

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

el procedimiento de prueba de carga seleccionado, 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.

27.2.5 Si la estructura bajo investigación no cumple las condiciones o criterios de 27.3, 27.5 ó 27.6, se puede permitir que la estructura siga en servicio para cargas de servicio reducidas con base en los resultados de pruebas de carga o análisis, y si lo autoriza la autoridad competente.

27.3 — Evaluación analítica de la resistencia

27.3.1 *Verificación de la condición existente*

27.3.1.1 Las dimensiones de los miembros tal como fueron construidos deben verificarse en el terreno 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.

27.3.1.3 Si se requiere, un f'_c equivalente estimado debe basarse en resultados de ensayos de cilindros de la construcción original, ensayos de núcleos extraídos de la estructura, o ambos. Los de cilindros originales o los núcleos extraídos deben ser representativos del área en duda.

COMENTARIO

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 de acuerdo con 27.2.5. 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.

R27.2.5 Excepto en el caso que existan miembros que hayan fallado durante la prueba de carga (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.

R27.3 — Evaluación analítica de la resistencia

R27.3.1 *Verificación de la condición existente*

R27.3.1.1 Las dimensiones de lo construido en ubicaciones críticas que requieren verificación en el terreno son aquellas dimensiones necesarias para cuantificar el comportamiento de esas secciones. 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 bajo evaluación pueden requerir secciones críticas adicionales, tal como el deterioro localizado de un miembro.

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 estructuras con muchas secciones críticas, la frecuencia de las mediciones puede reducirse si las mediciones en el terreno son congruentes.

R27.3.1.3 Guías para determinar un f'_c equivalente de los datos originales de cilindros se presentan en Bartlett (2012).

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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

27.3.1.4 El método para obtener y ensayar los núcleos debe cumplir con la norma ASTM C42M.

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 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 Las pruebas de carga deben realizarse, ya sea monotónicamente de acuerdo con 27.5 ó cíclicamente de acuerdo con 27.6.

27.4.2 Las pruebas de carga deben efectuarse de tal forma que existan condiciones seguras para la vida humana y para la estructura durante la prueba.

27.4.3 Las medidas de seguridad no deben interferir con los procedimientos de la prueba de carga ni afectar los resultados.

COMENTARIO

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.

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 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

R27.4.1 Si la resistencia de la estructura bajo evaluación está limitada por la resistencia del concreto o la falla esperada de la estructura está controlada por cortante o desarrollo del refuerzo, se recomienda el procedimiento de prueba de carga monotónica. El procedimiento monotónico se recomienda debido a que la carga sostenida aplicada durante este procedimiento, en comparación con el procedimiento cíclico. permite un mayor tiempo para que se incrementen los anchos de fisura y éstas se propaguen, permitiendo que se manifiesten el flujo plástico y el deslizamiento del refuerzo,

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

27.4.4 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.

27.4.5 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):

(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 27.4.6.

27.4.6 *Disposición de la carga de prueba y factores de carga*

27.4.6.1 La disposición de la carga de prueba debe seleccionarse para maximizar los efectos de las cargas en las zonas críticas de los miembros estructurales que se evalúan.

27.4.6.2 La carga total de ensayo, T_t, incluyendo la carga muerta ya presente, no debe ser menor que la mayor entre (a), (b) y (c):

(a) $T_t = 1.0D_w + 1.1D_s + 1.6L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$ (27.4.6.2a)

(b) $T_t = 1.0D_w + 1.1D_s + 1.0L + 1.6(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$ (27.4.6.2b)

(c) $T_t = 1.3(D_w + D_s)$ (27.4.6.2c)

27.4.6.3 Se permite reducir L en 27.4.6.2 de acuerdo con las disposiciones del reglamento general de construcción.

27.4.6.4 Se puede reducir el factor de carga para carga viva L de 27.4.6.2(b) a 0.5, excepto en estacionamientos, áreas ocupadas como lugares para reuniones públicas y áreas donde L sea mayor de 4.8 kN/m^2

COMENTARIO

R27.4.4 Las otras partes involucradas pueden incluir a la autoridad competente, el subcontratista del concreto y personas con un interés futuro en la estructura.

R27.4.6 *Disposición de la carga de prueba y factores de carga*

R27.4.6.1 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 sostener algo de la carga, la carga debe ajustarse para producir efectos de las cargas apropiados en la región crítica de los miembros bajo evaluación.

27.4.6.2 Las cargas de prueba fueron modificadas en ACI 318-19 para que fueran congruentes con los requisitos de ACI 437.2 para pruebas de una porción de la estructura y para estructuras estáticamente indeterminadas. La carga de prueba separa la carga muerta entre carga muerta proveniente del peso propio y la carga muerta sobrepuesta en la estructura durante la prueba de carga. ACI 437.1R presenta una discusión adicional sobre pruebas de carga de estructuras de concreto.

R27.4.6.3 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

27.4.6.5 A menos que se disponga de documentación o ensayos que confirmen la densidad del concreto de peso normal usado en la estructura, la densidad debe tomarse como 2400 kg/m^3. Para otros tipos de materiales del concreto, la densidad debe determinarse con base en resultados de ensayos o de otra documentación.

COMENTARIO

R27.4.6.5 La documentación para justificar una densidad diferente incluye resultados de ensayos de mediciones de densidad durante la colocación del concreto o densidad medida por medio de núcleos. Para otros tipos de materiales del concreto (como concreto liviano), la densidad debe determinarse por medio de resultados de núcleos u otra documentación. El cálculo de D_w puede incluir la determinación del peso de materiales adheridos, tales como losas de afinado colocada sobre miembros prefabricados, los cuales pueden no estar presentes durante la prueba de carga. D_s puede incluir, así mismo, el peso de miembros estructurales de aporticamiento.

27.5 — Procedimiento de prueba de carga monotónica

27.5.1 *Aplicación de la carga de prueba*

27.5.1.1 La carga de prueba total, T_t, debe aplicarse en no menos de cuatro incrementos aproximadamente iguales.

27.5.1.2 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 el dispositivo de aplicación de la carga.

27.5.1.3 Después de que se ha aplicado el último incremento de carga, T_t debe permanecer sobre la estructura por al menos 24 horas a menos que aparezcan signos de daño, como se indica en 27.5.3.

27.5.1.4 Debe removerse toda la carga de prueba tan pronto como sea posible después que se hayan realizado todas las mediciones de la respuesta.

27.5.2 *Mediciones de la respuesta*

27.5.2.1 Debe obtenerse el valor inicial de todas las mediciones de la respuesta, tales como deflexión, deformación unitaria, deslizamiento, ancho de fisura, en las ubicaciones donde se espere la respuesta máxima. Deben realizarse mediciones adicionales si así se requiere.

27.5.2.2 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.

27.5.2.3 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.

R27.5 — Procedimiento de prueba de carga monotónica

R27.5.1 *Aplicación de la carga de prueba*

R27.5.1.1 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 R27.5.3.1).

R27.5.1.2 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.

aci American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

27.5.2.4 Debe realizarse un conjunto final de mediciones de la respuesta 24 horas después que se haya removido T_t .

27.5.3 *Criterio de aceptación*

27.5.3.1 La porción de la estructura ensayada no debe mostrar descascaramiento o aplastamiento del concreto ni otras evidencias de falla.

27.5.3.2 Los miembros ensayados no deben tener fisuras que indiquen la inminencia de una falla a cortante.

27.5.3.3 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.

27.5.3.4 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.

COMENTARIO

R27.5.3 *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 descascaramientos 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.

R27.5.3.2 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 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.

R27.5.3.3 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.

R27.5.3.4 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.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

27.5.3.5 Las deflexiones medidas deben cumplir con.

$$\Delta_r \leq \frac{\Delta_1}{4} \qquad (27.5.3.5)$$

27.5.3.6 Si la máxima deflexión medida durante la prueba, Δ_1, no excede la mayor de 1.3 mm o $\ell_t/2000$, los requisitos para deflexión residual de 27.5.3.5 se pueden ignorar.

27.5.3.7 Si no se cumple con 27.5.3.5 ó 27.5.3.6, 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.

27.5.3.8 La porción de la estructura ensayada en la repetición de la prueba de carga debe considerarse aceptable si:

$$\Delta_r \leq \frac{\Delta_2}{5} \qquad (27.5.3.8)$$

27.6 — Procedimiento de prueba de carga cíclica

27.6.1 Se permite evaluar la resistencia de una estructura existente por medio de una prueba de carga cíclica realizada de acuerdo con ACI 437.2.

27.6.2 El criterio de aceptación para la prueba de carga cíclica debe estar de acuerdo con ACI 437.2

27.6.3 Si un miembro falla la prueba de carga cíclica, se permite repetir la prueba del miembro o la estructura de acuerdo con ACI 437.2. Se permite ignorar el límite de máxima deflexión $\ell_t/180$ de ACI 437.2 que inhibe repetir la prueba de carga.

COMENTARIO

R27.5.3.5 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.

R27.5.3.6 En el caso de una estructura muy rígida, los errores de medición bajo condiciones de campo pueden ser del mismo orden de las deflexiones reales y su recuperación. Con el fin de no penalizar una estructura satisfactoria en ese caso, la medición de la recuperación se ignora si la máxima deflexión no excede la mayor de 1.3 mm o $\ell_t/2000$.

R27.6 — Procedimiento de prueba de carga cíclica

R27.6.1 La prueba de carga cíclica consiste en la aplicación cíclica de carga y su remoción dentro de una estructura o elemento estructural. El protocolo de la prueba de carga cíclica descrito en ACI 437.2 incluye la aplicación de niveles de carga incrementales a una estructura en ciclos repetitivos de carga. La medición de la respuesta carga-deformación de la estructura se utilizada para evaluar el comportamiento del elemento ensayado. El criterio de aceptación de la prueba de carga cíclica se basa en la desviación de la respuesta carga-deformación con respecto a un comportamiento linealmente elástico, en la permanencia de deflexión durante cada ciclo de la carga de prueba y en la recuperación de deflexión después de terminar la prueba de carga.

R27.6.3 El ACI 437.2 inhibe una nueva prueba si el miembro excede el límite de máxima deflexión de $\ell_t/180$ (Sección 6.4.4.2 de ACI 437.2-13). Por congruencia con el protocolo de prueba monotónica, este límite se ignora aquí.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO **COMENTARIO**

NOTAS

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO | COMENTARIO

APÉNDICE A —VERIFICACIÓN DEL DISEÑO USANDO ANÁLISIS NO LINEAL DE HISTORIA DE LA RESPUESTA

A.1— Nomenclatura y terminología

A.1.1 *Nomenclatura*

B = factor de sesgo para ajustar la resistencia nominal a la confiabilidad sísmica buscada

D_u = capacidad última de deformación; la deformación más grande que se estima sea válida con base en los ensayos de laboratorio disponibles u otra evidencia respaldada

f'_{ce} = resistencia esperada a la compresión del concreto, MPa

f_{ue} = resistencia esperada a la tracción para el refuerzo no preesforzado, MPa

f_{ye} = resistencia esperada a la fluencia para el refuerzo no preesforzado, MPa

ℓ_p = longitud de la articulación plástica para propósitos de análisis, mm

R_{ne} = resistencia esperada a la fluencia

V_{ne} = resistencia esperada a cortante, N

θ_y = rotación de fluencia, radianes

ϕ_s = factor de resistencia sísmica para acciones controladas por cortante

A.1.2 *Terminología*

modelo de plasticidad distribuida (con base en fibras) (distributed plasticity (fiber) model) — modelo de un componente con base en fibras discretas que representa explícitamente respuestas no lineales de esfuerzo-deformación unitaria o relaciones fuerza-deformación.

zona de panel de un muro estructural (structural wall panel zone) — porción de un muro estructural común a segmentos de muro que se intersectan donde se resuelven las fuerzas de segmentos de muro adyacentes.

Las siguientes acciones deben interpretarse como se definen en el Capítulo 16 de ASCE/SEI 7:

acción controlada por deformación (deformation-controlled action)

acción controlada por fuerza (force-controlled action)

acción crítica controlada por fuerza (force-controlled critical action)

acción no crítica controlada por fuerza (force-controlled noncrtical action)

acción ordinaria controlada por fuerza (force-controlled ordinary action)

A.2 — Alcance

A.2.1 Este apéndice es un suplemento de los requisitos del Capítulo 16 de ASCE/SEI 7 cuando se realicen análisis no lineales de historia de la respuesta para determinar el diseño de estructuras sismo resistentes de concreto.

A.2.2 Los requisitos del Apéndice A deben usarse en adición de los requisitos de los Capítulos1 hasta 26.

RA.1 — Nomenclatura y terminología

RA.1.2 *Terminología*

Las acciones controladas por fuerza o controladas por deformación se clasifican en A.7 para diseño utilizando análisis no lineal de estructuras de concreto.

RA.2 — Alcance

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

A.2.3 Este apéndice debe utilizarse en conjunto con el Capítulo 16 de ASCE/SEI 7 para encontrar en él requisitos generales adicionales, movimientos de terreno, combinaciones de carga, modelaje, análisis de estructuras nuevas de concreto reforzado, incluyendo:

(a) Sistemas estructurales designados como parte del sistema resistente ante fuerzas sísmicas, incluyendo diafragmas, pórticos resistentes a momento, muros estructurales y cimentaciones.
(b) Los miembros que no se designan como parte del sistema resistente ante fuerzas sísmicas pero que requieran soportar otras cargas mientras son sometidos a deformaciones y fuerzas asociadas con los efectos sísmicos.

A.2.4 Todas las estructuras de concreto diseñadas o verificadas por medio de este Apéndice deben diseñarse y detallarse como lo requiere el Capítulo 18 y los requisitos de A.12, cuando sean aplicables.

A.2.5 Se permite usar los requisitos del Apéndice A para demostrar la competencia de un sistema estructural tal como lo requiere 18.2.1.7.

A.2.6 Se requiere una revisión independiente del diseño estructural congruente con A.13 para efectos del uso del Apéndice A.

A.2.7 El profesional facultado para diseñar debe explicar cualquier interpretación requerida para la aplicación del Apéndice A, y si ésta es aceptada por los revisores independientes del diseño estructural esta explicación se debe presentar a la autoridad competente para su aprobación.

A.3 — Generalidades

A.3.1 La clasificación de las acciones y sus condiciones críticas en A.7 y los criterios de aceptación de A.10 y A.11, presentan un enfoque de diseño completo que sigue la intención del Capítulo 16 de ASCE/SEI 7 y del reglamento general de construcción, y tienen prioridad sobre los del Capítulo 16 de ASCE/SEI 7.

A.4 — Movimientos sísmicos del terreno

A.4.1 El análisis no lineal de historia de la respuesta debe incluir los efectos horizontales de los movimientos sísmicos del terreno.

A.4.2 Los movimientos sísmicos verticales del terreno deben considerarse simultáneamente con los movimientos sísmicos horizontales del terreno cuando al tenerlos en cuenta afecten substancialmente los requisitos de diseño estructural.

COMENTARIO

RA.2.3 Este apéndice tiene como intención complementar documentos tales como el Capítulo 16 de ASCE/SEI 7, TBI (2017) y LATBSDC (2017). Este apéndice contiene requisitos congruentes con el análisis y diseño de miembros de concreto por medio de historia no lineal de la respuesta. Para requisitos adicionales de análisis y modelaje que no están dirigidos a miembros de concreto, refiérase al Capítulo 16 de ASCE/SEI 7, TBI (2017) y LATBSDC (2017).

RA.2.7 Se prevé que el diseño inicial de una estructura sismo resistente se realice utilizando un análisis elástico combinado con criterio de ingeniería. Puede, entonces, hacerse un análisis no lineal de historia de la respuesta ejecutado siguiendo los requisitos de este Apéndice para comprobar el diseño, el cual puede no cumplir totalmente con los requisitos de ASCE/SEI 7 o del reglamento general de construcción.

RA.3 — Generalidades

RA.3.1 Debido a incongruencias entre el ACI 318 y el Capítulo 16 de ASCE/SEI 7-16 en el enfoque de la clasificación de las acciones y el criterio de aceptación para miembros de concreto, los requisitos de este Apéndice tienen prioridad sobre los de ASCE. Los requisitos de este Apéndice están estrechamente alineados con los de TBI (2017) y LATBSDC (2017).

RA.4 — Movimientos sísmicos del terreno

RA.4.1 El análisis no lineal de historia de la respuesta comúnmente se realiza utilizando dos componentes horizontales del movimiento sísmico del terreno aplicadas a un modelo tridimensional de la edificación.

RA.4.2 Las estructuras con discontinuidades en el sistema de resistencia ante cargas gravitacionales pueden tener respuesta sísmica vertical que puede afectar el desempeño de la edificación Ejemplos incluyen columnas y muros que se suspenden sobre vigas o losas. Algunas estructuras con luces o voladizos grandes pueden ser sensibles al movimiento vertical del terreno. Debe utilizarse el criterio de ingeniería al considerar

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

la sensibilidad de estructuras ante movimientos verticales del terreno.

A.4.3 Las historias de las aceleraciones causadas por los movimientos sísmicos del terreno se deben seleccionar y modificar de acuerdo con los procedimientos establecidos en el reglamento general de construcción.

RA.4.3 Los procedimientos de análisis del Apéndice A están basados en movimientos del terreno seleccionados y escalados congruentemente con el Capítulo 16 de ASCE/SEI 7, el cual incluye escalarlos al nivel de riesgo objetivo correspondiente a la aceleración del terreno del sismo máximo considerado. El ASCE/SEI 7 describe procedimientos adecuados para la selección y modificación de los movimientos sísmicos del terreno en términos de niveles aceptables de amenaza y riesgo.

A.5 — Factores y combinaciones de carga

A.5.1 Las combinaciones de carga para análisis no lineal de historia de la respuesta deben cumplir con los requisitos del reglamento general de construcción.

RA.5 — Factores y combinaciones de carga

RA.5.1 Se pretende que las combinaciones de carga para análisis no lineal de historia de la respuesta usadas en conjunto con este Apéndice sean similares a las del Capítulo 16 de ASCE/SEI 7-16, TBI (2017) o LATBSDC (2017).

Para análisis no lineal de historia de la respuesta, los principios de superposición lineal no aplican. Por lo tanto, sería incorrecto hacer análisis separados considerando diferentes cargas para luego combinar sus efectos. Al contrario, es necesario realizar un análisis para cada combinación de mayoración de carga y tomar el valor de diseño como la envolvente de los resultados de los diferentes análisis. Para análisis no lineales que incluyan efectos sísmicos, las cargas gravitacionales se aplican primero al modelo y luego las simulaciones de las vibraciones del terreno se aplican con la presencia de las cargas gravitacionales.

Hay una probabilidad baja de que los movimientos sísmicos del máximo sismo considerado ocurran simultáneamente con las combinaciones de mayoración de carga gravitacional de diseño del reglamento general de construcción. Una combinación de carga más representativa consiste en la ocurrencia de cargas gravitacionales realistas esperadas combinadas con las vibraciones causadas por el sismo máximo considerado.

Típicamente se considera en análisis una combinación de carga que incluye las cargas muertas y vivas concurrentes esperadas y los efectos del Máximo Sismo Considerado. El Capítulo 16 de ASCE/SEI 7-16 requiere la consideración de una segunda combinación de carga sin incluir la carga viva. Debe tenerse en cuenta que este caso muy pocas veces controla el diseño de un edificio alto.

La torsión accidental no se considera comúnmente en casos donde el análisis lineal indica que las irregularidades torsionales son depreciables.

Las combinaciones de carga empleadas en análisis no lineal pueden diferir de las combinaciones de carga utilizadas para evaluar acciones controladas por fuerza (Véase A.11).

A.6 — Modelaje y análisis

A.6.1 Los modelos para análisis deben ser tridimensionales y deben cumplir con los requisitos del reglamento general de construcción.

RA.6 — Modelaje y análisis

A.6.2 El modelaje del comportamiento no lineal de miembros, incluyendo la rigidez efectiva, resistencia esperada, capacidad de deformación esperada e histéresis bajo reversiones de fuerza o deformación, debe estar respaldado por resultados de ensayos físicos aplicables y no deben extrapolarse más allá de los límites de los ensayos.

RA.6.2 Múltiples formulaciones de modelos de elementos y de los materiales son adecuadas para ser utilizados en análisis dinámico inelástico de estructuras de concreto. ASCE/SEI 41, ACI 374.3R, ACI 369.1, y NIST GCR 17-917-46 presentan guías para el modelaje y definición de los parámetros de los modelos. La selección de los parámetros de los modelos en su valor medio de los datos experimentales, es recomendado por

aci American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

A.6.3 La degradación de la resistencia o rigidez del miembro debe incluirse en los modelos numéricos a menos que se pueda demostrar que la demanda no es suficientemente grande para producir estos efectos. Si la degradación de la resistencia de los componentes se incluye en el modelo numérico, la formulación del modelo debe ser tal que la deformación estructural al inicio de la pérdida de resistencia no se ve afectada por la configuración de la malla de elementos finitos del modelo.

A.6.4 Para muros estructurales con una relación de forma $h_w/\ell_w \geq 2$, el modelo numérico del muro y su conexión a miembros adyacentes debe representar lo efectos cinemáticos asociados con la rotación y levantamiento, incluyendo el efecto de migración del eje neutro como una función de la fuerza axial aplicada y la deformación lateral, a menos que se pueda demostrar que tales efectos no afectan los requisitos de diseño estructural.

A.7 — Clasificación de las acciones y sus condiciones críticas

A.7.1 Todas las acciones deben clasificarse como controladas por deformación o controladas por fuerza de acuerdo con A.7.2 y A.7.3.

A.7.2 *Acciones controladas por deformación*

A.7.2.1 Las acciones controladas por deformación deben cumplir con los requisitos de A.10.

A.7.2.2 Las siguientes deben designarse como acciones controladas por deformación:

(a) Momento en vigas, muros estructurales, vigas de acople y conexiones losa-columna.
(b) Cortante en vigas de acople reforzadas con refuerzo en diagonal que cumplen los requisitos de 18.10.7.4.
(c) Momento en columnas en combinación con fuerza axial para columnas que cumplen con 18.7.4, 18.7.5 y 18.7.6.

A.7.3 *Acciones controladas por fuerza*

A.7.3.1 Las acciones controladas por fuerza deben cumplir con los requisitos de A.11.

A.7.3.2 Las siguientes deben designarse como acciones ordinarias controladas por fuerza:

(a) Cortante y momento en muros perimetrales de sótanos.
(b) Cortante en el plano en diafragmas que no sean de transferencia.

COMENTARIO

las referencias recién mencionadas, lo cual evita sesgar los resultados del análisis y produce una respuesta de la edificación de concreto más confiable.

RA.6.3 El tamaño de la malla del modelo debe permitir la determinación de la respuesta estructural con suficiente detalle y con suficiente precisión. Algunos sistemas muestran respuestas dependientes de la malla, con una reducción de la malla que resulta en una reducción de la capacidad de deformación y una pérdida más rápida de resistencia. Para estos sistemas, el ablandamiento del material se debe definir utilizando una medida del tamaño de la malla, o se deben mostrar los parámetros del modelo de material seleccionado y el tamaño de la malla deberían mostrarse, utilizando una información adecuada de resultados experimentales para lograr una simulación precisa del inicio de la pérdida de resistencia.

RA.7 — Clasificación de las acciones y sus condiciones críticas

RA.7.2 *Acciones controladas por deformación*

RA.7.2.2 Similarmente a los requisitos de 18.14.3.3, si las columnas se diseñan con suficiente confinamiento y detallado del refuerzo, los momentos en las columnas pueden evaluarse como acciones controladas por deformación en vez de acciones controladas por fuerza.

RA.7.3 *Acciones controladas por fuerza*

RA.7.3.2 Para que el cortante en diafragmas pueda considerarse una acción ordinaria controlada por fuerza, el cortante no debe estar relacionado con una trasferencia de fuerza entre componentes del sistema de resistencia ante cargas laterales.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

(c) Fuerzas normales en el plano en diafragmas diferentes de colectores.
(d) Momento en miembros de cimentaciones superficiales, incluyendo zapatas aisladas y losas de cimentación.
(e) Momento en miembros de cimentaciones profundas.

A.7.3.3 Acciones no críticas controladas por fuerza deben designarse como acciones en cualquier componente en el cual la falla no resulte en (a) colapso de la estructura, (b) pérdida de la resistencia sísmica de la estructura y (c) peligro de caída de material.

A.7.3.4 Todas las acciones no designadas como controladas por deformación, ordinarias controladas por fuerza o no críticas controladas por fuerza, deben clasificarse como críticas controladas por fuerza.

A.8 — Rigidez efectiva

A.8.1 La rigidez de los todos los miembros debe incluir los efectos de las deformaciones causadas por flexión, cortante, elongación y acortamiento axial y deslizamiento del refuerzo a lo largo de su longitud de desarrollo.

A.8.2 Si se espera fisuración como consecuencia de los efectos combinados de las fuerzas aplicadas y desplazamientos o asociados con cambios volumétricos debidos a retracción, variación de temperatura o flujo plástico, los efectos de la fisuración en la rigidez efectiva del miembro deben incluirse en el modelo.

A.8.3 Si se espera fluencia del refuerzo o respuesta no lineal del concreto como un efecto de las fuerzas y desplazamientos aplicados y de efectos de cambios volumétricos asociados con retracción, variación de temperatura o flujo plástico, el modelo estructural debe ser capaz de representar la rigidez del miembro

RA.8 — Rigidez efectiva

RA.8.1 Los programas de computador para análisis no lineal generalmente son capaces de modelar directamente las deformaciones debidas a flexión, cortante y elongación y acortamiento axial. Deformaciones adicionales pueden ocurrir debido a deslizamiento del refuerzo longitudinal de anclajes adyacentes. Estos efectos generalmente ocurren cuando vigas llegan a nudos viga-columna o muros, donde las columnas llegan a nudos viga-columna o cimentaciones y donde muros llegan a cimentaciones. Si estos efectos se consideran importantes para el desempeño de la estructura, deben incluirse suposiciones adecuadas en el modelo analítico, ya sea directamente o por medio de ajustes en la rigidez a flexión.

RA.8.2 Los efectos de la fisuración en la reducción de la rigidez pueden considerarse directamente utilizando modelos que representen la reducción de la rigidez en la medida que los esfuerzos calculados llegan al esfuerzo de fisuración o indirectamente reduciendo la rigidez efectiva con relación a la rigidez de la sección bruta. Cuando se utiliza el último enfoque anterior, el grado de reducción de la rigidez debe ser consecuente con el grado de fisuración esperado bajo fuerzas sísmicas. Los muros estructurales que están ligeramente fisurados, incluyendo muros de sótanos, tradicionalmente se han modelado utilizando rigideces efectivas a flexión del orden de 0.5 a 1.0 veces la rigidez de las secciones brutas. Los diafragmas en niveles donde ocurren transferencia de cortante importantes usualmente se modelan utilizando rigideces efectivas axiales en el rango de 0.10 a 0.5 veces la rigidez de la sección bruta. Las referencias TBI (2017) y LATBSDC (2017) dan recomendaciones adicionales acerca de la rigidez efectiva mientras que NIST GCR 17-917-46v1 (NIST 2017a) y NIST GCR 17-917-46v3 (NIST 2017b) dan recomendaciones más detalladas sobre el modelaje de diafragmas y elementos de pórticos.

Para rigidez de vigas, columnas y muros estructurales diferentes de los de sótanos, véase RA.8.3.

RA8.3 Si los cálculos indican respuesta no lineal bajo combinaciones de carga que incluyan efectos sísmicos, el modelo no lineal debe ser capaz de representar una rigidez efectiva secante trazada desde carga nula hasta un punto que corresponda a las fuerzas del nivel de fluencia (pendiente de

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

cerca del inicio de la respuesta inelástica al igual que el comportamiento después del inicio de la respuesta inelástica.

A.8.4 Se permite representar la rigidez del miembro cerca del inicio de la respuesta inelástica utilizando una rigidez efectiva basada en análisis respaldado por datos de ensayos físicos. Alternativamente, se permite representar la rigidez del miembro cerca del inicio de la respuesta inelástica utilizando los valores de las rigideces efectivas calculados de acuerdo con la Tabla A.8.4.

COMENTARIO

desde A hasta B en la Fig. RA8.3). El modelo debe también ser capaz de representar la reducción de rigidez más allá del punto de fluencia. La degradación de la resistencia o rigidez del elemento deber incluirse en el modelo de análisis a menos que se pueda demostrar que la demanda es insuficiente para producir estos efectos.

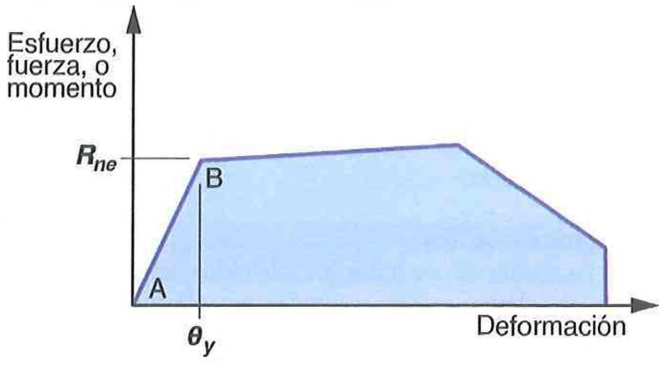


Fig. RA.8.3 — Relaciones generalizadas fuerza-deformación

RA.8.4 Los valores de rigidez efectiva tienen como intención representar la pendiente de la línea de A a B de la Fig. RA.8.3, donde B corresponde a la resistencia esperada a la fluencia. Los valores de rigidez efectiva para vigas y columnas están basados en Elwood et al. (2007), e incorporan los efectos del deslizamiento del refuerzo a lo largo de la longitud de desarrollo. Los valores tabulados para muros estructurales son adecuados para ser utilizados cuando el muro se representa por medio de un elemento en forma de línea. En algunos modelos de la edificación, los muros se representan por modelos con base en fibras distribuidas, caso en el cual el modelo representa directamente los efectos del agrietamiento del concreto y fluencia del refuerzo, de tal manera que los valores de rigidez de la Tabla A.8.4 no son aplicables. Los muros de sótanos no responden con fuerzas al nivel de fluencia y valores de rigidez más grandes serían más adecuados que los dados en la Tabla A.8.4 para muros. Las rigideces para diafragmas dadas en la Tabla A.8.4 representan valores típicos. Los diafragmas preesforzados y no preesforzados que resisten principalmente fuerzas sísmicas en el plano comúnmente se modelan como rígidos, como lo permite ASCE/SEI 7. Los diafragmas que transfieren en el plano fuerzas sísmicas relativamente grandes provenientes de múltiples niveles de pisos pueden tener rigideces efectivas algo menores que las representadas en la Tabla A.8.4. En los casos en que los resultados del análisis son sensibles a las suposiciones de la rigidez del diafragma, sería prudente enmarcar la solución analizando la estructura utilizando un intervalo de rigideces del diafragma y seleccionando los valores de diseño como las fuerzas más grandes de los dos análisis. Las rigideces efectivas de vigas de acople tienen como intención representar valores de vigas construidas monolíticamente con las losas de piso. Los valores están basados en las ecuaciones presentadas por Vu et al. (2014), pero se ajustaron para tener en cuenta la presencia de la losa, diferencias en el enfoque de modelaje y niveles de cortante

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

típicos (TBI, 2017). Debe utilizase criterio de ingeniería para evaluar los valores de rigidez efectiva a cortante, teniendo en cuenta que debido a las limitaciones típicas de implementación en los programas de computador se utiliza el área bruta en vez del área efectiva.

Tabla A.8.4 — Valores de la rigidez efectiva[1]

Componente		Axial	Flexión	Cortante
Vigas	no preesforzadas	$1.0E_cA_g$	$0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
	preesforzadas	$1.0E_cA_g$	$1.0E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
Columnas con compresión causada por las cargas de diseño de gravedad[2]	$\geq 0.5A_gf'_c$	$1.0E_cA_g$	$0.7E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
	$\leq 0.1A_gf'_c$ o con tracción	$1.0E_cA_g$ (compresión) $1.0E_cA_{st}$ (tracción)	$0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
Muros estructurales[3]	en el plano	$1.0E_cA_g$	$0.35E_cI_g$	$0.2E_cA_g$
	fuera del plano	$1.0E_cA_g$	$0.25E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
Diafragmas (solo en el plano)[4]	no preesforzados	$0.25E_cA_g$	$0.25E_cI_g$	$0.25E_cA_g$
	preesforzados	$0.5E_cA_g$	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
Vigas de acople	con o sin refuerzo en diagonal	$1.0E_cA_g$	$0.07\left(\frac{\ell_n}{h}\right)E_cI_g \leq 0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
Losas de cimentación	en el plano	$0.5E_cA_g$	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
	fuera del plano[5]		$0.5E_cI_g$	

[1] Los valores tabulados para axial, flexión y cortante deben aplicarse simultáneamente al definir la rigidez efectiva de un elemento, a menos que se justifiquen combinaciones alternativas.
[2] Para columnas con compresión axial entre los límites indicados, la rigidez a flexión debe determinarse por medio de interpolación lineal.
[3] Los valores tabulados son adecuados cuando los miembros se modelan utilizando elementos tipo línea para representar sus propiedades.
[4] Se debe permitir que los diafragmas se modelen como rígidos en su propio plano si esto no conduce a diferencias en los resultados de los análisis.
[5] Los valores de rigidez dados para losas de cimentación dependen de las condiciones generales de la losa de cimentación. Cuando los muros u otros miembros verticales imponen fuerzas suficientemente grandes, incluyendo fuerzas locales en aberturas locales de los muros debidas a la reversión de las fuerzas, los valores de rigidez deben disminuirse.

A.8.5 En nudos viga-columna si la flexibilidad del nudo no se modela de forma explícita, se permite modelar la flexibilidad del nudo implícitamente definiendo la rigidez efectiva de la vigas y columnas que llegan al nudo para que incluyan la fexibilidad del nudo e inclusive introduciendo corrimientos numéricos rígidos en las vigas y columnas que se extiendan hasta el centro del nudo.

RA.8.5 En pórticos de concreto reforzado detallados para resistir fuerzas sísmicas, no se espera que los nudos sufran degradación significativa. En lugar de una representación más rigurosa de la rigidez del nudo, se permiten corrimientos de los miembros de vigas y columnas que se extienden por la dimensión del nudo (Birely et al., 2012). Un estudio de sensibilidad de las suposiciones de rigidez indica que la rigidez general de la edificación tiende a ser más afectada por la selección de la rigidez efectiva de miembros de pórtico y muros que la de los nudos (Kwon and Ghannoum, 2016). El enfoque de corrimientos de nudo rígido es compatible con los valores de rigidez efectiva presentados en la Tabla A.8.4, los cuales tienen en cuenta los efectos de ablandamiento del deslizamiento de las barras longitudinales dentro del nudo.

A.8.6 Si las vigas, diferentes de vigas de acople, se construyen monolíticamente con la losa, el ancho efectivo de la losa definido en 6.3.2 debe incluirse en la evaluación de las rigideces a flexión y carga axial.

A.9 — Resistencia esperada de los materiales

A.9.1 La resistencia esperada de los materiales debe definirse con base en datos aplicables del proyecto mismo o datos de otros proyectos que utilicen construcción y materiales similares. Si no se dispone de datos aplicables, se permite utilizar las resistencias esperadas de los materiales presentadas en la Tabla A.9.1.

RA.9 — Resistencia esperada de los materiales

RA.9.1 El multiplicador para f'_{ce} puede ser más pequeño para concreto de alta resistencia cuando las medidas de control de calidad son más estrictas o cuando se utiliza ceniza volante u otros aditivos. Véase ACI 232.2R para una discusión sobre el impacto de la ceniza volante. Valores de referencia para otras resistencias del acero no se han presentado en la Tabla A.9.1 debido a datos insuficientes.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

Tabla A.9.1 — Resistencia esperada de los materiales

Material		Resistencia esperada	
Concreto		$f'_{ce} = 1.3f'_c$ [1]	
Acero de refuerzo		Resistencia a la fluencia esperada, f_{ye}, MPa	Resistencia a la tracción esperada, f_{ue}, MPa
A615M	Grado 420	480	730
A706M	Grado 420	475	655
	Grado 550	590	770

[1] La resistencia esperada f'_{ce} es la resistencia aproximada a un año o más.

A.10 — Criterio de aceptación para acciones controladas por deformación

A.10.1 Las deformaciones en cualquier análisis de historia de la respuesta no deben exceder la capacidad de deformación última D_u a menos que se cumpla con (a) o (b).

(a) El análisis supone que la resistencia asociada con este modo de deformación es despreciable para el resto del análisis, y la estructura se evalúa para estabilidad y resistencia.
(b) Se considera que el análisis tiene una respuesta inaceptable como la define ASCE/SEI 7.

A.10.2 D_u debe determinarse por medio de (a), (b) o (c):

(a) D_u del componente debe tomarse como el rango válido de modelaje por comparación con el modelo de histéresis del cual se disponga de ensayos de laboratorio que cubran adecuadamente el efecto de cargas de gravedad.
(b) Si los muros estructurales especiales se modelan utilizando modelos de plasticidad distribuida (con base en fibras distribuidas), D_u debe evaluarse utilizando la deformación unitaria promedio. La deformación unitaria debe evaluarse sobre la altura de la longitud de plastificación, ℓ_p, donde ℓ_p es la más larga de (i) y (ii):

(i) $\ell_p = 0.2\ell_w + 0.03h_w$ (A.10.2.a)

(ii) $\ell_p = 0.08h_w + 0.022f_y d_b$ (A.10.2.b)

pero sin exceder la altura del entrepiso, donde d_b y f_y se determinan con base en el refuerzo longitudinal del muro.

(c) Si los componentes estructurales se modelan utilizando modelos de plasticidad concentrada (articulación concentrada) o de plasticidad distribuida (con base en fibras distribuidas), se permite que D_u esté de acuerdo con ACI 369.1 o según se respalde por medio de ensayos de laboratorio.

COMENTARIO

RA.10 — Criterio de aceptación para acciones controladas por deformación

RA.10.1 Estos criterios de aceptación son congruentes con los criterios de aceptación de componentes en TBI (2017), que son diferentes de los de ASCE/SEI 7 y LATBSDC (2017). Una discusión más detallada con respecto a los diferentes enfoques de evaluación de acciones controladas por deformación de ASCE/SEI 7 y TBI (2017) puede encontrarse en TBI (2017).

RA.10.2 La capacidad de deformación última, D_u, se obtiene usualmente por medio de un análisis estadístico de la información de resultados de los ensayos disponibles y puede relacionarse estrechamente con los Criterio de Aceptación de Prevención del Colapso de ACI 369.1 y ASCE/SEI 41. D_u se basa en la deformación a la cual ocurre una pérdida substancial de la capacidad de soporte de cargas gravitacionales o, si los ensayos no se llevan hasta esta deformación, la deformación límite hasta la cual se llevaron los ensayos. Un ejemplo de D_u en la curva de histéresis de un modelo de análisis se muestra en la Fig. RA.10.2. Los Criterios de Aceptación de Prevención del Colapso de ACI 369.1 y ASCE/SEI 41 típicamente son menores que la media de los valores experimentales debido a la dispersión dentro de los juegos de datos utilizados para desarrollar estos criterios. El enfoque del ASCE/SEI 41 también evalúa la deformación como la media de la máxima respuesta absoluta de cada análisis de historia de la respuesta. No obstante, el Apéndice A evalúa la deformación como el máximo de cualquiera de los análisis de historia de la respuesta.

El comportamiento histerético de un componente estructural simulado utilizando modelos de fibras del material debe evaluarse y ajustarse utilizando datos experimentales para el intervalo de demanda de deformación simulado en el análisis. ACI 374.3R y ACI 369.1 proveen parámetros de modelaje no lineal que pueden ser la base de una curva de histéresis definida con base en información experimental. La Fig. RA.10.2 muestra una curva de histéresis generada utilizando modelos de fibras de materiales ajustados con base en estos parámetros de modelaje para simular el comportamiento del componente observado en los ensayos de laboratorio.

Si D_u se define por medio de la deformación unitaria promedio, la longitud a lo largo de la cual la deformación

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

unitaria se define en el análisis debe ser congruente con la longitud sobre las cuales se establecieron los límites de la deformación unitaria proveniente de los datos experimentales o se especifican en documentos tales como ASCE/SEI 41, ACI 369.1, TBI, o LATBSDC.

Deben utilizarse un número suficiente de fibras dentro de la sección transversal para permitir que las deformaciones unitarias en los centroides de las fibras puedan extrapolarse a ubicaciones donde los valores de las deformaciones unitarias se calculen para comparación con los límites de las deformaciones unitarias, tales como los bordes en los extremos de la zona de compresión del muro.

Para muros estructurales o vigas de acople modeladas utilizando modelos de elementos con fibras, el criterio de aceptación puede representarse ya sea con base en deformación unitaria o en resultados de deformación del miembro. Los resultados de deformación unitaria pueden obtenerse directamente del modelo con fibras. Los resultados de deformaciones de los miembros, tales como rotación de la articulación plástica, deriva de piso o rotación de la cuerda, pueden obtenerse por medio de deformación agregada sobre un grupo de elementos de fibra que representen el miembro. La longitud de plastificación de las ecuaciones (A.10.2.a) y (A.10.2b), para muros provienen de Paulay and Priestley (1992).

En TBI (2017) se presenta un ejemplo de criterio de límites de aceptación para deformación unitaria. El modelo de concreto no confinado incluye un esfuerzo pico a la deformación unitaria de 0.002, con una curva esqueleto descendiente a 50 por ciento del valor del esfuerzo pico correspondiente a una deformación unitaria de 0.003 (correspondiente a la capacidad de deformación última D_u). El modelo de concreto confinado, utilizado donde se coloca confinamiento que cumple los requisitos de 18.10.6.4(e) y (f), incluye un esfuerzo pico a una deformación unitaria de 0.008, con una curva esqueleto descendiente a 80 por ciento del valor del esfuerzo pico a una deformación unitaria de compresión de 0.015 (correspondiente a la capacidad de deformación última D_u). El límite de deformación unitaria en tracción para el refuerzo longitudinal de 0.05 (correspondiente a la capacidad de deformación última D_u) se basa en la ruptura en tracción teniendo en cuenta efectos de fatiga de bajo ciclaje tal como lo corroboran Segura and Wallace (2018).

Pueden utilizarse referencias adicionales tales como ACI 369.1, TBI (2017) y LATBSDC (2017), sobre capacidad de deformación última, siempre y cuando sean aprobadas por la revisión independiente del diseño estructural,

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO **COMENTARIO**

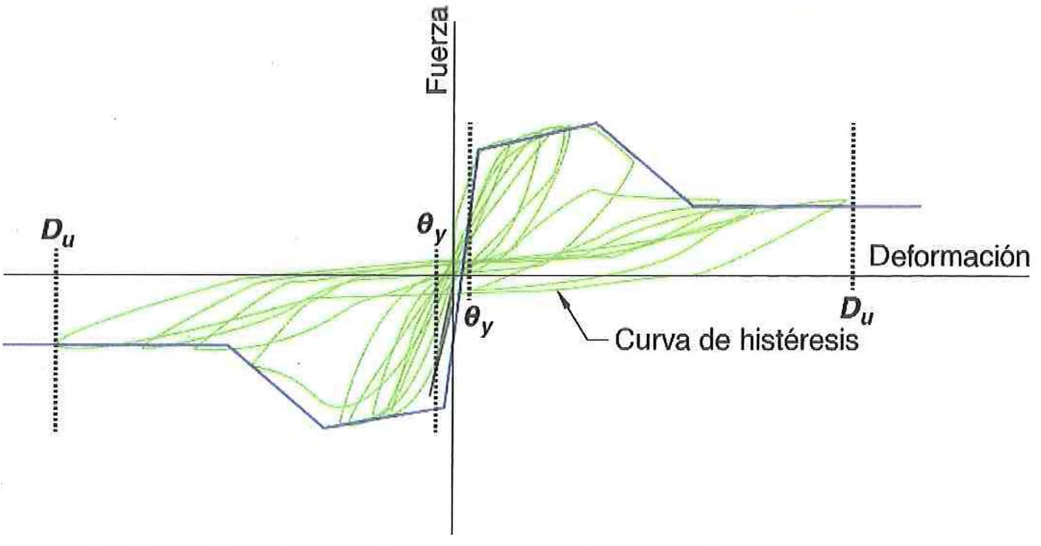


Fig. RA.10.2 — D_u en la respuesta histerética de un modelo de análisis

A.11 — Resistencia esperada para acciones controladas por fuerza

A.11.1 Todas las acciones controladas por fuerza deben evaluarse de acuerdo con el reglamento general de construcción, con la resistencia esperada tomada como $\phi_s B R_n$.

A.11.2 ϕ_s debe utilizarse de acuerdo con la Tabla A.11.2, con ϕ determinado de acuerdo con el Capítulo 21, excepto que 21.2.4.1 no aplica.

Tabla A.11.2 — Factor de resistencia sísmica

Acción controlada por fuerza	ϕ_s
Crítica	ϕ
Ordinaria	$\phi/0.9 \leq 1.0$
No crítica	$\phi/0.85 \leq 1.0$

A.11.3 El factor de sesgo, B, debe tomarse como 1.0. Alternativamente se permite calcular B utilizando la ecuación (A.11.3):

$$B = 0.9 R_{ne} / R_n \geq 1.0 \qquad \text{(A.11.3)}$$

RA.11 — Resistencia esperada para acciones controladas por fuerza

RA.11.1 Actualmente los factores de reducción de resistencia, ϕ, no están directamente especificados para la confiabilidad sísmica buscada como la prescribe ASCE/SEI 7. Más bien, estos factores de reducción de resistencia están calibrados para confiabilidades buscadas de otras cargas (Tabla 1.3-1 de ASCE/SEI 7-16). El factor de sesgo, B, se incluye para ajustar los factores de resistencia especificados por los estándares de materiales a los niveles buscados de confiabilidad sísmica considerando el sesgo inherente en las ecuaciones de resistencia nominal contenidas en los estándares de los materiales estructurales. Este sesgo es función tanto de la relación entre resistencia esperada de los materiales con respecto a la resistencia especificada mínima y el conservatismo inherente en las ecuaciones de predicción de resistencia de los estándares de los materiales estructurales.

RA.11.2 Para acciones ordinarias y no críticas, los factores de resistencia se relajan para aceptar una mayor probabilidad de falla.

Unas discusiones más detalladas con respecto a las diferencias en los enfoques de acciones controladas por fuerza de ASCE/SEI 7, TBI (2017) y LATBSDC (2017) se presentan en TBI (2017) y en LATBSDC (2017). En Wallace et al. (2013) y Kim and Wallace (2017) se presenta información adicional de respaldo de estos enfoques.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

A.11.3.1 La resistencia nominal, R_n, debe estar de acuerdo con los Capítulos 18, 22 ó 23.

A.11.3.2 La resistencia esperada, R_{ne}, se permite que sea definida de acuerdo con los requisitos de resistencia nominal de los Capítulos 18, 22 ó 23, con f'_{ce} substituyendo a f'_c y f_{ye} substituyendo a f_y o f_{yt}, excepto como se indica en A.11.3.2.1 y A.11.3.2.2.

A.11.3.2.1 Para muros estructurales donde $h_w/\ell_w \geq 2$ que cumplen con (a) hasta (d), deben cumplirse los requisitos de A.11.3.2.1.1 y A.11.3.2.1.2.

(a) El muro se modela con elementos de fibras de acuerdo con A.10.2(b).
(b) Las deformaciones unitarias se calculan como la media de la máxima demanda de un conjunto de análisis de historia de la respuesta.
(c) La deformación unitaria calculada del concreto en compresión < 0.005.
(d) La deformación unitaria longitudinal calculada en tracción < 0.01.

A.11.3.2.1.1 $V_{ne} = 1.5A_{cv}\left(0.17\lambda\sqrt{f'_{ce}} + \rho_t f_{ye}\right)$

A.11.3.2.1.2 Para todos los segmentos verticales de muro que comparten una fuerza lateral común, V_{ne} no debe tomarse mayor que $A_{cv}\sqrt{f'_{ce}}$. Para cualquier segmento vertical de muro individual, V_{ne} no debe tomarse mayor que $1.25A_{cv}\sqrt{f'_{ce}}$.

A.11.3.2.2 En las zonas de panel de muros estructurales, V_{ne} debe calcularse de acuerdo con A.11.3.2.1(a). V_{ne} no debe tomarse mayor que $2.1A_{cv}\sqrt{f'_{ce}}$.

RA.11.3.2.1 La resistencia a cortante determinada con estos requisitos es aplicable únicamente a muros con demandas de ductilidad a flexión relativamente bajas (Wallace, 2013; LATBSDC 2017).

A.12 — Requisitos de detallado mejorados

A.12.1 Si la máxima deformación media de un conjunto de análisis de historia de la respuesta excede $0.5D_u$ de concreto confinado, los miembros deben cumplir con los requisitos de detallado mejorados de esta sección.

RA.12 — Requisitos de detallado mejorados

RA.12.1 Los requisitos para sistemas resistentes a sismo y su detallado han sido desarrollados en el trascurso de muchos años utilizando observaciones de daños ocurridos, investigación y criterio de ingeniería. Estos requisitos se encuentran incorporados en documentos tales como ASCE/SEI 7, IBC y ACI 318. En años recientes, aumentos en la capacidad computacional ahora permiten a los ingenieros modelar y calcular la respuesta sísmica en gran detalle.

Los diseños que exceden los límites prescriptivos del reglamento general de construcción muchas veces se preparan, verifican y justifican. En algunos casos, estos diseños nuevos no han sido probados durante movimientos fuertes del terreno, y existe preocupación que estos diseños pueden estar haciendo extrapolaciones que se salen del conocimiento colectivo. Por esta razón, se incluyen estos detalles mejorados para aumentar la ductilidad en la respuesta inelástica y son adecuados cuando se utiliza el Apéndice A para diseños que exceden los límites prescriptivos del reglamento.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO

A.12.2 *Pórticos especiales a momento*

A.12.2.1 En vigas de pórticos especiales a momento, el espaciamiento entre barras a flexión soportadas lateralmente por refuerzo transversal como lo requiere 18.6.4.2 no debe exceder 200 mm.

A.12.2.2 La suma de las resistencias de las columnas en cualquier nudo tal como lo requiere 18.7.3.2 debe ser al menos 1.4 veces la suma de las resistencias de las vigas en el nudo.

A.12.2.3 En columnas de pórticos especiales a momento con estribos, toda barra longitudinal debe estar soportada lateralmente por la esquina de un estribo cerrado de confinamiento o un gancho sísmico como se requiere en 18.7.5.2(f) independientemente de la carga axial o la resistencia del concreto.

A.12.2.4 Cuando las deformaciones de vigas de pórticos especiales a momento exceden $0.5D_u$, la dimensión de la columna paralela al refuerzo longitudinal de la viga requerida en 18.8.2.3 debe incrementarse en 20 por ciento.

A.12.3 *Muros estructurales especiales*

A.12.3.1 Deben colocarse elementos de borde de acuerdo con 18.10.6 con refuerzo transversal que cumpla con A.12.2.3.

A.12.3.2 Si se requieren elementos de borde, los empalmes de refuerzo para cortante deben realizarse con empalmes mecánicos o soldados, o empalmes por traslapo confinados con refuerzo transversal espaciado a la distancia menor de $6d_b$ de la barra empalmada ó 150 mm.

A.12.3.3 Si para la losa de un piso o del techo se demuestra por análisis que va a tener respuesta inelástica en la conexión losa-muro, el refuerzo a flexión de la losa debe extenderse a través del nudo losa-muro y anclarse para integridad estructural.

A.12.3.4 Si la fuerza cortante excede $0.33A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$, se requiere un detallado mejorado de la junta de construcción haciendo rugoso el concreto en toda la junta o con llaves de cortante en el concreto, o ambos, para reducir la posibilidad de deslizamiento a lo largo de la junta de construcción.

A.13 — Revisión independiente del diseño estructural

A.13.1 El análisis y diseño debe ser revisado por un revisor de diseño estructural independiente. El revisor diseño estructural independiente debe actuar bajo la dirección de la autoridad competente.

COMENTARIO

RA.12.2 *Pórticos especiales a momento*

RA.12.2.3 Este reglamento ha permitido ganchos suplementarios en miembros a compresión con un gancho sísmico en solo uno de los extremos que se deben alternar, reconociendo su facilidad de colocación en construcción. No obstante, sismos recientes y ensayos en investigaciones han mostrado que los ganchos de 90 grados no siempre proveen suporte adecuado (Moehle and Cavanagh, 1985).

RA.12.3 *Muros estructurales especiales*

RA.12.3.3 El análisis de edificios altos con un sistema de núcleo estructural ha mostrado respuesta inelástica en las losas en su conexión con los muros del núcleo. La integridad de esta conexión es crítica para efectos del desempeño general de la estructura. El detallado mejorado requiere para dar integridad adicional, que el refuerzo continuo y los tendones de postensado se anclen adecuadamente para proveer integridad adicional.

RA.12.3.4 En sismos y en ensayos de laboratorio de muros estructurales se ha observado deslizamiento horizontal de las juntas de construcción de muros. El detallado mejorado se requiere en regiones de cortante alto para minimizar el deslizamiento y corrimiento de la junta de construcción.

RA.13 — Revisión independiente del diseño estructural

RA.13.1 El revisor independiente de diseño estructural provee una revisión técnica independiente y objetiva de aquellos aspectos del diseño estructural de la edificación en lo que se relaciona con su desempeño sísmico y aconseja a la autoridad competente acerca de si el diseño cumple el criterio de aceptación y el desempeño esperado de la edificación.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

La revisión por parte del revisor independiente del diseño estructural no pretende reemplazar las medidas de aseguramiento de calidad usualmente implementadas por el profesional facultado para diseñar. La responsabilidad del diseño estructural la sigue teniendo el profesional facultado para diseñar a cargo del diseño estructural.

A.13.2 La revisión del diseño estructural independiente debe ser realizada por uno o más individuos aceptables para la autoridad competente y que tenga o tengan conocimientos sobre (a) hasta (d):

(a) Selección y escalado de movimientos del terreno para utilización en análisis inelástico de historia de la respuesta.
(b) Comportamiento de sistemas estructurales del tipo bajo consideración cuando se someten a cargas sísmicas.
(c) Modelaje estructural analítico para su uso en análisis inelástico de historia de la respuesta, incluyendo el uso de ensayos físicos en la creación de modelos estructurales analíticos y conocimientos sobre interacción suelo-estructura si se utiliza en el análisis o en el desarrollo de los movimientos del terreno.
(d) Los requisitos del Apéndice A que tienen que ver con el diseño del tipo de estructura bajo consideración.

RA.13.2 En muchos proyectos la revisión del diseño estructural independiente puede ser realizada por un grupo de profesionales aprobado por la autoridad competente. Cada miembro del grupo de revisión puede tener conocimientos y experiencia especializados de tal forma que en conjunto el grupo cumple los requisitos de A.13.2.

El revisor del diseño estructural independiente no puede tener conflictos de interés respecto al proyecto y no puede ser parte del grupo de diseño del proyecto.

A.13.3 El alcance de la revisión del diseño estructural independiente debe ser aprobada por la autoridad competente y debe incluir, como mínimo (a) hasta (h):

(a) Documento de bases del diseño, que incluya los objetivos de desempeño sísmico, la metodología general de diseño sismo resistente y el criterio de aceptación.
(b) El sistema estructural propuesto.
(c) La determinación de la amenaza sísmica y la selección y modificación de los movimientos sísmicos del terreno.
(d) El enfoque de modelaje de los componentes.
(e) El modelo de análisis estructural incluyendo la interacción suelo- estructura, si es aplicable, y la verificación de que el modelo estructural analítico representa adecuadamente las propiedades del sistema estructural.
(f) Revisión de los resultados del análisis estructural y determinación de si la respuesta calculada cumple con el criterio de aceptación aprobado.
(g) Diseño y detallado de los componentes estructurales.
(h) Planos, especificaciones, los requisitos de control y aseguramiento de calidad y requisitos de inspección en los documentos de diseño.

A.13.3 El alcance de la revisión del diseño estructural independiente debe estar claramente definido y ser aceptable para la autoridad competente.

A.13.4 La revisión del diseño estructural independiente debe documentarse como se indica a continuación:

(a) El revisor independiente del diseño estructural debe emitir comentarios y preguntas al profesional facultado para diseñar.
(b) El profesional facultado para diseñar debe remitir respuestas escritas al revisor independiente del diseño estructural.
(c) El revisor independiente del diseño estructural debe resumir la revisión en una carta dirigida a la autoridad competente, la cual debe incluir una relación de todas las preguntas o comentarios y las respuestas. Cualquier ítem que

RA.13.4 Debe emitirse una declaración de conformidad con el diseño. No obstante, pueden presentarse ocasiones en que no se pueda llegar a un consenso entre el revisor independiente del diseño estructural y el profesional facultado para diseñar. Las razones de la discordia deben documentarse e incluirse en la carta de resumen de la revisión.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REGLAMENTO **COMENTARIO**

no tuvo respuesta o consenso debe ser explicado claramente incluyendo la razón por la cual no hubo acuerdo.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

APÉNDICE B — 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 REFUERZO DE ASTM

Barra No.*	Diámetro nominal, mm	Área nominal, mm^2	Masa nominal, kg/m
10	9.5	71	0.560
13	12.7	129	0.994
16	15.9	199	1.552
19	19.1	284	2.235
22	22.2	387	3.042
25	25.4	510	3.973
29	28.7	645	5.060
32	32.3	819	6.404
36	35.8	1006	7.907
43	43.0	1452	11.38
57	57.3	2581	20.24

*Los números de designación de las barras aproximan el número de milímetros del diámetro nominal de la barra.

TORONES, ALAMBRES Y BARRAS PARA PREESFORZADO DE ASTM

Tipo*	Diámetro nominal, mm	Área nominal, mm^2	Masa nominal, kg/m
Torón de 7 alambres (Grado 1725)	6.4	23.2	0.182
	7.9	37.4	0.294
	9.5	51.6	0.405
	11.1	69.7	0.548
	12.7	92.9	0.730
	15.2	139.4	1.094
Torón de 7 alambres (Grado 1860)	9.53	54.8	0.432
	11.1	74.2	0.582
	12.70	98.7	0.775
	15.24	140.0	1.102
Alambre de preesforzado	4.88	18.7	0.146
	4.98	19.5	0.149
	6.35	31 7	0.253
	7.01	38 6	0.298
Barras de preesforzado (lisas)	19	284	2.23
	22	387	3.04
	25	503	3.97
	29	639	5.03
	32	794	6.21
	35	955	7.52
Barras de preesforzado (corrugadas)	15	181	1.46
	20	271	2.22
	26	548	4.48
	32	806	6.54
	36	1019	8.28

*La disponibilidad de algunos torones, alambres y diámetros de barra debe investigarse con anticipación

aci American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REFUERZO DE ALAMBRE ESTÁNDAR DE ASTM

Tamaño MW y MD		Diámetro nominal, mm	Masa nominal, kg/m	Área, mm²/m de ancho para diferentes espaciamientos						
				Espaciamiento centro a centro en mm						
Liso	Corrugado			50	75	100	150	200	250	300
MW 200	MD 200	16.0	1.57	4000	2700	2000	1300	1000	800	670
MW 130	MD 130	12.9	1.02	2600	1700	1300	870	650	520	430
MW 120	MD 120	12.4	0.942	2400	1600	1200	800	600	480	400
MW 100	MD 100	11.3	0.785	2000	1300	1000	670	500	400	330
MW 90	MD 90	10.7	0.706	1800	1200	900	600	450	360	300
MW 80	MD 80	10.1	0.628	1600	1100	800	530	400	320	270
MW 70	MD 70	9.44	0.549	1400	930	700	470	350	280	230
MW 65	MD 65	9.10	0.510	1300	870	650	430	325	260	220
MW 60	MD 60	8.74	0.471	1200	800	600	400	300	240	200
MW 55	MD 55	8.37	0.432	1100	730	550	370	275	220	180
MW 50	MD 50	7.98	0.392	1000	670	500	330	250	200	170
MW 45	MD 45	7.57	0.353	900	600	450	300	225	180	150
MW 40	MD 40	7.14	0.314	800	530	400	270	200	160	130
MW 35	MD 35	6.68	0.275	700	470	350	230	175	140	120
MW 30	MD 30	6.18	0.235	600	400	300	200	150	120	100
MW 25	MD 25	5.64	0.196	500	330	250	170	125	100	83

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

APÉNDICE C — 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

Número de la sección	Sistema SI esfuerzos en MPa	Sistema mks esfuerzos en kgf/cm²	Sistema de unidades usuales en USA esfuerzos en libras por pulgada cuadrada (lb./pulg.²)
	1 MPa	10 kgf/cm²	145 lb./pulg.²
	$f'_c = 21$ MPa	$f'_c = 210$ kgf/cm²	$f'_c = 3000$ lb./pulg.²
	$f'_c = 28$ MPa	$f'_c = 280$ kgf/cm²	$f'_c = 4000$ lb./pulg.²
	$f'_c = 35$ MPa	$f'_c = 350$ kgf/cm²	$f'_c = 5000$ lb./pulg.²
	$f'_c = 40$ MPa	$f'_c = 420$ kgf/cm²	$f'_c = 6000$ lb./pulg.²
	$f_y = 280$ MPa	$f_y = 2800$ kgf/cm²	$f_y = 40{,}000$ lb./pulg.²
	$f_y = 420$ MPa	$f_y = 4200$ kgf/cm²	$f_y = 60{,}000$ lb./pulg.²
	$f_y = 550$ MPa	$f_y = 5600$ kgf/cm²	$f_y = 80{,}000$ lb./pulg.²
	$f_y = 690$ MPa	$f_y = 7000$ kgf/cm²	$f_y = 100{,}000$ lb./pulg.²
	$f_{pu} = 1725$ MPa	$f_{pu} = 17{,}600$ kgf/cm²	$f_{pu} = 250{,}000$ lb./pulg.²
	$f_{pu} = 1860$ MPa	$f_{pu} = 19{,}000$ kgf/cm²	$f_{pu} = 270{,}000$ lb./pulg.²
	$\sqrt{f'_c}$ en MPa	$3.18\sqrt{f'_c}$ en kgf/cm²	$12\sqrt{f'_c}$ en lb./pulg.²
	$0.313\sqrt{f'_c}$ en MPa	$\sqrt{f'_c}$ en kgf/cm²	$3.77\sqrt{f'_c}$ en lb./pulg.²
	$0.083\sqrt{f'_c}$ en MPa	$0.27\sqrt{f'_c}$ en kgf/cm²	$\sqrt{f'_c}$ en lb./pulg.²
	$0.17\sqrt{f'_c}$ en MPa	$0.53\sqrt{f'_c}$ en kgf/cm²	$2\sqrt{f'_c}$ 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	$(1.65 - 0.0003w_c) \geq 1.09$	$(1.65 - 0.0003w_c) \geq 1.09$	$(1.65 - 0.005w_c) \geq 1.09$
7.7.3.5(c)	$0.41\frac{b_w s}{f_{yt}}$	$4.2\frac{b_w s}{f_{yt}}$	$60\frac{b_w s}{f_{yt}}$
8.3.1.1	$f_r = 0.41\sqrt{f'_c}$	$f_r = 1.33\sqrt{f'_c}$	$f_r = 5\sqrt{f'_c}$
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	$f_t \leq 0.50\sqrt{f'_c}$	$f_t \leq 1.6\sqrt{f'_c}$	$f_t \leq 6\sqrt{f'_c}$
8.6.2.3	$0.17\sqrt{f'_c}$ $0.50\sqrt{f'_c}$	$0.53\sqrt{f'_c}$ $1.6\sqrt{f'_c}$	$2\sqrt{f'_c}$ $6\sqrt{f'_c}$
8.7.5.6.3.1(a) y (b)	$A_s = \frac{0.37\sqrt{f'_c}c_2 d}{f_y}$ $A_s = \frac{2.1c_2 d}{f_y}$	$A_s = \frac{1.2\sqrt{f'_c}c_2 d}{f_y}$ $A_s = \frac{21c_2 d}{f_y}$	$A_s = \frac{4.5\sqrt{f'_c}c_2 d}{f_y}$ $A_s = \frac{300c_2 d}{f_y}$
8.7.7.1.2	$\phi 0.5\sqrt{f'_c}$	$\phi 1.6\sqrt{f'_c}$	$\phi 6\sqrt{f'_c}$

aci American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

Número de la sección	Sistema SI esfuerzos en MPa	Sistema mks esfuerzos en kgf/cm²	Sistema de unidades usuales en USA esfuerzos en libras por pulgada cuadrada (lb./pulg.²)
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)	$\frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y}b_wd$ $\frac{1.4}{f_y}b_wd$	$\frac{0.80\sqrt{f'_c}}{f_y}b_wd$ $\frac{14}{f_y}b_wd$	$\frac{3\sqrt{f'_c}}{f_y}b_wd$ $\frac{200}{f_y}b_wd$
9.6.3.1	$V_u > \phi 0.083\lambda\sqrt{f'_c}b_wd$	$V_u > \phi 0.27\lambda\sqrt{f'_c}b_wd$	$V_u > \phi\lambda\sqrt{f'_c}b_wd$
9.6.3.4	$A_{v,\min}\geq 0.062\sqrt{f'_c}\frac{b_ws}{f_{yt}}$ $A_{v,\min}\geq 0.35\frac{b_ws}{f_{yt}}$	$A_{v,\min}\geq 0.2\sqrt{f'_c}\frac{b_ws}{f_{yt}}$ $A_{v,\min}\geq 3.5\frac{b_ws}{f_{yt}}$	$A_{v,\min}\geq 0.75\sqrt{f'_c}\frac{b_ws}{f_{yt}}$ $A_{v,\min}\geq \frac{50b_ws}{f_{yt}}$
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)	$0.41\frac{b_ws}{f_{yt}}$	$4.2\frac{b_ws}{f_{yt}}$	$60\frac{b_ws}{f_{yt}}$
9.7.6.2.2	$0.33\sqrt{f'_c}b_wd$	$1.1\sqrt{f'_c}b_wd$	$4\sqrt{f'_c}b_wd$
9.9.2.1	$V_u\leq \phi 0.83\sqrt{f'_c}b_wd$	$V_u\leq \phi 2.65\sqrt{f'_c}b_wd$	$V_u\leq \phi 10\sqrt{f'_c}b_wd$
10.6.2.2	$A_{v,\min}\geq 0.062\sqrt{f'_c}\frac{b_ws}{f_{yt}}$ $A_{v,\min}\geq 0.35\frac{b_ws}{f_{yt}}$	$A_{v,\min}\geq 0.2\sqrt{f'_c}\frac{b_ws}{f_{yt}}$ $A_{v,\min}\geq 3.5\frac{b_ws}{f_{yt}}$	$A_{v,\min}\geq 0.75\sqrt{f'_c}\frac{b_ws}{f_{yt}}$ $A_{v,\min}\geq \frac{50b_ws}{f_{yt}}$
10.7.6.5.2	$0.33\sqrt{f'_c}b_wd$	$1.1\sqrt{f'_c}b_wd$	$4\sqrt{f'_c}b_wd$
11.5.4.2	$0.67\sqrt{f'_c}A_{cv}$	$2.12\sqrt{f'_c}A_{cv}$	$8\sqrt{f'_c}A_{cv}$
11.5.4.3	$V_n=\left(\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c}+\rho_t f_{yt}\right)A_{cv}$ $\alpha_c=0.25$ para $h_w/\ell_w\leq 1.5$ $\alpha_c=0.17$ para $h_w/\ell_w\geq 2.0$	$V_n=\left(\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c}+\rho_t f_{yt}\right)A_{cv}$ $\alpha_c=0.80$ para $h_w/\ell_w\leq 1.5$ $\alpha_c=0.53$ para $h_w/\ell_w\geq 2.0$	$V_n=\left(\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c}+\rho_t f_{yt}\right)A_{cv}$ $\alpha_c=3.0$ para $h_w/\ell_w\leq 1.5$ $\alpha_c=2.0$ para $h_w/\ell_w\geq 2.0$
11.5.4.4	$\alpha_c=0.17\left(1+\frac{N_u}{3.5A_g}\right)\geq 0.0$	$\alpha_c=0.53\left(1+\frac{N_u}{35A_g}\right)\geq 0.0$	$\alpha_c=2\left(1+\frac{N_u}{500A_g}\right)\geq 0.0$
11.6.1	$V_u\leq 0.04\phi\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$	$V_u\leq 0.13\phi\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$	$V_u\leq 0.5\phi\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$
11.6.2	$V_u\leq 0.04\phi\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$	$V_u\leq 0.13\phi\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$	$V_u\leq 0.5\phi\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$
12.5.3.3	$V_n=A_{cv}\left(0.17\lambda\sqrt{f'_c}+\rho_t f_y\right)$ $\sqrt{f'_c}\leq 8.3$ MPa	$V_n=A_{cv}\left(0.53\lambda\sqrt{f'_c}+\rho_t f_y\right)$ $\sqrt{f'_c}\leq 27$ kgf/cm²	$V_n=A_{cv}\left(2\lambda\sqrt{f'_c}+\rho_t f_y\right)$ $\sqrt{f'_c}\leq 100$ lb./pulg.²

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

Número de la sección	Sistema SI esfuerzos en MPa	Sistema mks esfuerzos en kgf/cm²	Sistema de unidades usuales en USA esfuerzos en libras por pulgada cuadrada (lb./pulg.²)
12.5.3.4	$V_u \le \phi 0.66 A_{cv}\sqrt{f'_c}$ $\sqrt{f'_c} \le 8.3$ MPa	$V_u \le \phi 2.1 A_{cv}\sqrt{f'_c}$ $\sqrt{f'_c} \le 27$ kgf/cm²	$V_u \le \phi 8 A_{cv}\sqrt{f'_c}$ $\sqrt{f'_c} \le 100$ lb./pulg.²
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)	$\frac{M_u}{S_m} - \frac{P_u}{A_g} \le \phi 0.42\lambda\sqrt{f'_c}$	$\frac{M_u}{S_m} - \frac{P_u}{A_g} \le \phi 1.33\lambda\sqrt{f'_c}$	$\frac{M_u}{S_m} - \frac{P_u}{A_g} \le \phi 5\lambda\sqrt{f'_c}$
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)	$V_n = 0.11\left[1+\frac{2}{\beta}\right]\lambda\sqrt{f'_c}b_o h$ $V_n = 0.22\lambda\sqrt{f'_c}b_o h$	$V_n = 0.35\left[1+\frac{2}{\beta}\right]\lambda\sqrt{f'_c}b_o h$ $V_n = 0.71\lambda\sqrt{f'_c}b_o h$	$V_n = \left[1+\frac{2}{\beta}\right]\frac{4}{3}\lambda\sqrt{f'_c}b_o h$ $V_n = 2\left(\frac{4}{3}\lambda\sqrt{f'_c}b_o h\right)$
15.4.2.3	$2.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ $1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ $1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ $1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$	$6.4\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ $5.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ $4.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ $3.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$	$24\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ $20\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ $15\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ $12\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
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	$A_{v,\min} \ge 0.062\sqrt{f'_c}\frac{b_w s}{f_{yt}}$ $A_{v,\min} \ge 0.35\frac{b_w s}{f_{yt}}$	$A_{v,\min} \ge 0.2\sqrt{f'_c}\frac{b_w s}{f_{yt}}$ $A_{v,\min} \ge 3.5\frac{b_w s}{f_{yt}}$	$A_{v,\min} \ge 0.75\sqrt{f'_c}\frac{b_w s}{f_{yt}}$ $A_{v,\min} \ge 50\frac{b_w s}{f_{yt}}$
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)	$\left(5.5-1.9\frac{a_v}{d}\right)b_w d$	$\left(55-20\frac{a_v}{d}\right)b_w d$	$\left(800-280\frac{a_v}{d}\right)b_w d$
17.6.2.2.1	$N_b = k_c\lambda_a\sqrt{f'_c}h_{ef}^{1.5}$ $k_c = 10$ ó 7	$N_b = k_c\lambda_a\sqrt{f'_c}h_{ef}^{1.5}$ $k_c = 10$ ó 7	$N_b = k_c\lambda_a\sqrt{f'_c}h_{ef}^{1.5}$ $k_c = 24$ ó 17
17.6.2.2.3	$N_b = 3.9\lambda_a\sqrt{f'_c}h_{ef}^{5/3}$	$N_b = 5.8\lambda_a\sqrt{f'_c}h_{ef}^{5/3}$	$N_b = 16\lambda_a\sqrt{f'_c}h_{ef}^{5/3}$
17.6.4.1	$N_{sb} = 13c_{a1}\sqrt{A_{brg}}\lambda_a\sqrt{f'_c}$	$N_{sb} = 42.5c_{a1}\sqrt{A_{brg}}\lambda_a\sqrt{f'_c}$	$N_{sb} = 160c_{a1}\sqrt{A_{brg}}\lambda_a\sqrt{f'_c}$
17.6.5.1.2b	$10d_a\sqrt{\frac{\tau_{cr}}{7.6}}$	$10d_a\sqrt{\frac{\tau_{cr}}{76}}$	$10d_a\sqrt{\frac{\tau_{cr}}{1100}}$
17.7.2.2.1a	$V_b = 0.6\left(\frac{\ell_e}{d_a}\right)^{0.2}\sqrt{d_a}\lambda_a\sqrt{f'_c}(c_{a1})^{1.5}$	$V_b = 1.9\left(\frac{\ell_e}{d_a}\right)^{0.2}\sqrt{d_a}\lambda_a\sqrt{f'_c}(c_{a1})^{1.5}$	$V_b = 7\left(\frac{\ell_e}{d_a}\right)^{0.2}\sqrt{d_a}\lambda_a\sqrt{f'_c}(c_{a1})^{1.5}$
17.7.2.2.1b	$V_b = 3.7\lambda_a\sqrt{f'_c}(c_{a1})^{1.5}$	$V_b = 3.8\lambda_a\sqrt{f'_c}(c_{a1})^{1.5}$	$V_b = 9\lambda_a\sqrt{f'_c}(c_{a1})^{1.5}$
17.7.2.2.2	$V_b = 0.66\left(\frac{\ell_e}{d_a}\right)^{0.2}\sqrt{d_a}\lambda_a\sqrt{f'_c}(c_{a1})^{1.5}$	$V_b = 2.1\left(\frac{\ell_e}{d_a}\right)^{0.2}\sqrt{d_a}\lambda_a\sqrt{f'_c}(c_{a1})^{1.5}$	$V_b = 8\left(\frac{\ell_e}{d_a}\right)^{0.2}\sqrt{d_a}\lambda_a\sqrt{f'_c}(c_{a1})^{1.5}$

aci American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

Número de la sección	Sistema SI esfuerzos en MPa	Sistema mks esfuerzos en kgf/cm²	Sistema de unidades usuales en USA esfuerzos en libras por pulgada cuadrada (lb./pulg.²)
18.7.5.2	$f'_c > 70$ MPa	$f'_c > 700$ kgf/cm²	$f'_c > 10{,}000$ lb./pulg.²
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)	$k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 \geq 1.0$	$k_f = \frac{f'_c}{1750} + 0.6 \geq 1.0$	$k_f = \frac{f'_c}{25{,}000} + 0.6 \geq 1.0$
18.8.4.3	$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ $1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ $1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$	$5.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ $4.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ $3.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$	$20\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ $15\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ $12\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
18.8.5.1	$\ell_{dh} = f_y d_b \big/ \left(5.4\lambda\sqrt{f'_c}\right)$	$\ell_{dh} = f_y d_b \big/ \left(17\lambda\sqrt{f'_c}\right)$	$\ell_{dh} = f_y d_b \big/ \left(65\lambda\sqrt{f'_c}\right)$
18.10.2.1	$0.083\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$	$0.27\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$	$\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$
18.10.2.2	$0.17\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$	$0.53\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$	$2\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$
18.10.2.4	$0.50\frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$	$1.6\frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$	$6\frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$
18.10.4.1	$V_n = A_{cv}\left(\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y\right)$ $\alpha_c = 0.25$ para $\frac{h_w}{\ell_w} \leq 1.5$ $\alpha_c = 0.17$ para $\frac{h_w}{\ell_w} \geq 2.0$	$V_n = A_{cv}\left(\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y\right)$ $\alpha_c = 0.80$ para $\frac{h_w}{\ell_w} \leq 1.5$ $\alpha_c = 0.53$ para $\frac{h_w}{\ell_w} \geq 2.0$	$V_n = A_{cv}\left(\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y\right)$ $\alpha_c = 3.0$ para $\frac{h_w}{\ell_w} \leq 1.5$ $\alpha_c = 2.0$ para $\frac{h_w}{\ell_w} \geq 2.0$
18.10.4.4	$0.66\sqrt{f'_c}A_{cv}$ $0.83\sqrt{f'_c}A_{cw}$	$2.12\sqrt{f'_c}A_{cv}$ $2.65\sqrt{f'_c}A_{cw}$	$8\sqrt{f'_c}A_{cv}$ $10\sqrt{f'_c}A_{cw}$
18.10.4.5	$0.83\sqrt{f'_c}A_{cw}$	$2.65\sqrt{f'_c}A_{cw}$	$10\sqrt{f'_c}A_{cw}$
18.10.6.5(a)	$0.083\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$	$0.27\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$	$\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$
18.10.6.5(b)	$2.8/f_y$	$28/f_y$	$400/f_y$
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	$V_n = 2A_{vd}f_y \operatorname{sen}\alpha \leq 0.83\sqrt{f'_c}A_{cw}$	$V_n = 2A_{vd}f_y \operatorname{sen}\alpha \leq 2.65\sqrt{f'_c}A_{cw}$	$V_n = 2A_{vd}f_y \operatorname{sen}\alpha \leq 10\sqrt{f'_c}A_{cw}$
18.12.7.7	$A_{v,\min} \geq 0.062\sqrt{f'_c}\frac{b_w s}{f_{yt}}$ $A_{v,\min} \geq 0.35\frac{b_w s}{f_{yt}}$	$A_{v,\min} \geq 0.2\sqrt{f'_c}\frac{b_w s}{f_{yt}}$ $A_{v,\min} \geq 3.5\frac{b_w s}{f_{yt}}$	$A_{v,\min} \geq 0.75\sqrt{f'_c}\frac{b_w s}{f_{yt}}$ $A_{v,\min} \geq \frac{50 b_w s}{f_{yt}}$
18.12.9.1	$V_n = A_{cv}\left(0.17\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y\right)$	$V_n = A_{cv}\left(0.53\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y\right)$	$V_n = A_{cv}\left(2\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y\right)$
18.12.9.2	$0.66\sqrt{f'_c}A_{cv}$	$2.12\sqrt{f'_c}A_{cv}$	$8\sqrt{f'_c}A_{cv}$
18.14.5.3	$0.29\sqrt{f'_c}$	$0.93\sqrt{f'_c}$	$3.5\sqrt{f'_c}$
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	$f_r = 0.62\lambda\sqrt{f'_c}$	$f_r = 2\lambda\sqrt{f'_c}$	$f_r = 7.5\lambda\sqrt{f'_c}$
20.3.2.4.1	$f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{100\rho_p}$ $f_{se} + 420$	$f_{se} + 700 + \frac{f'_c}{100\rho_p}$ $f_{se} + 4200$	$f_{se} + 10{,}000 + \frac{f'_c}{100\rho_p}$ $f_{se} + 60{,}000$

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

Número de la sección	Sistema SI esfuerzos en MPa	Sistema mks esfuerzos en kgf/cm²	Sistema de unidades usuales en USA esfuerzos en libras por pulgada cuadrada (lb./pulg.²)
	$f_{ps} = f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{300\rho_p}$ $f_{se} + 210$	$f_{ps} = f_{se} + 700 + \frac{f'_c}{300\rho_p}$ $f_{se} + 2100$	$f_{ps} = f_{se} + 10{,}000 + \frac{f'_c}{300\rho_p}$ $f_{se} + 30{,}000$
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(b)	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 28)}{7}$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 280)}{70}$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 4000)}{1000}$
22.5.1.2	$V_u \le \phi\left(V_c + 0.66\sqrt{f'_c} b_w d\right)$	$V_u \le \phi\left(V_c + 2.2\sqrt{f'_c} b_w d\right)$	$V_u \le \phi\left(V_c + 8\sqrt{f'_c} b_w d\right)$
22.5.5.1(a)	$\left(0.17\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right) b_w d$	$\left(0.53\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right) b_w d$	$\left(2\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right) b_w d$
22.5.5.1(b)	$\left(0.66\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right) b_w d$	$\left(2.1\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right) b_w d$	$\left(8\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right) b_w d$
22.5.5.1(c)	$\left(0.66\lambda_s\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right) b_w d$	$\left(2.1\lambda_s\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right) b_w d$	$\left(8\lambda_s\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right) b_w d$
22.5.5.1.1	$0.42\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$	$1.33\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$	$5\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$
22.5.5.1.3	$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + 0.004d}} \le 1.0$	$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + 0.04d}} \le 1.0$	$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + \frac{d}{10}}} \le 1.0$
22.5.6.2	$0.17\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$	$0.53\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$	$2\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$
22.5.6.2 (a), (b) y (c)	$V_c = \left(0.05\lambda\sqrt{f'_c} + 4.8\frac{V_u d_p}{M_u}\right) b_w d$ $V_c = \left(0.05\lambda\sqrt{f'_c} + 4.8\right) b_w d$ $V_c = 0.42\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$	$V_c = \left(0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 49\frac{V_u d_p}{M_u}\right) b_w d$ $V_c = \left(0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 49\right) b_w d$ $V_c = 1.33\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$	$V_c = \left(0.6\lambda\sqrt{f'_c} + 700\frac{V_u d_p}{M_u}\right) b_w d$ $V_c = \left(0.6\lambda\sqrt{f'_c} + 700\right) b_w d$ $V_c = 5\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$
22.5.6.3.1a	$V_{ci} = 0.05\lambda\sqrt{f'_c} b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}}$	$V_{ci} = 0.16\lambda\sqrt{f'_c} b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}}$	$V_{ci} = 0.6\lambda\sqrt{f'_c} b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}}$
22.5.6.3.1b	$V_{ci} = 0.14\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$	$V_{ci} = 0.45\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$	$V_{ci} = 1.7\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$
22.5.6.3.1c	$V_{ci} = 0.17\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$	$V_{ci} = 0.53\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$	$V_{ci} = 2\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$
22.5.6.3.1d	$M_{cre} = \left(\frac{I}{y_t}\right)\left(0.5\lambda\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d\right)$	$M_{cre} = \left(\frac{I}{y_t}\right)\left(1.6\lambda\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d\right)$	$M_{cre} = \left(\frac{I}{y_t}\right)\left(6\lambda\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d\right)$
22.5.6.3.2	$V_{cw} = \left(0.29\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3 f_{pc}\right) b_w d_p + V_p$	$V_{cw} = \left(0.93\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3 f_{pc}\right) b_w d_p + V_p$	$V_{cw} = \left(3.5\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3 f_{pc}\right) b_w d_p + V_p$
22.5.6.3.3	$0.33\lambda\sqrt{f'_c}$	$1.1\lambda\sqrt{f'_c}$	$4\lambda\sqrt{f'_c}$
22.5.8.6.2(b)	$V_s = 0.25\sqrt{f'_c} b_w d$	$V_s = 0.8\sqrt{f'_c} b_w d$	$V_s = 3\sqrt{f'_c} b_w d$
22.6.3.1	$\sqrt{f'_c} \le 8.3$ MPa	$\sqrt{f'_c} \le 27$ kgf/cm²	$\sqrt{f'_c} \le 100$ lb./pulg.²
22.6.5.2(a)	$v_c = 0.33\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	$v_c = 1.1\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	$v_c = 4\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$
22.6.5.2(b)	$v_c = 0.17\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	$v_c = 0.53\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	$v_c = \left(2 + \frac{4}{\beta}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$
22.6.5.2(c)	$v_c = 0.083\left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	$v_c = 0.27\left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	$v_c = \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$
22.6.5.5	$\sqrt{f'_c} \le 5.8$ MPa	$\sqrt{f'_c} \le 19$ kgf/cm²	$\sqrt{f'_c} \le 70$ lb./pulg.²

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

Número de la sección	Sistema SI esfuerzos en MPa	Sistema mks esfuerzos en kgf/cm²	Sistema de unidades usuales en USA esfuerzos en libras por pulgada cuadrada (lb./pulg.²)
	$f_{pc} \le 3.5$ MPa	$f_{pc} \le 35$ kgf/cm²	$f_{pc} \le 500$ lb./pulg.²
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) y (e)	$0.17\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	$0.53\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	$2\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$
22.6.6.1(b)	$0.25\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	$0.80\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	$3\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$
22.6.6.1(c)	$\left(0.17 + \frac{0.33}{\beta}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	$\left(0.53 + \frac{1.06}{\beta}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	$\left(2 + \frac{4}{\beta}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$
22.6.6.1(d)	$\left(0.17 + \frac{0.83\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	$\left(0.53 + \frac{0.27\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	$\left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$
22.6.6.2	$\left(\frac{A_v}{s}\right) \ge 0.17\sqrt{f'_c}\left(\frac{b_o}{f_{yt}}\right)$	$\left(\frac{A_v}{s}\right) \ge 0.53\sqrt{f'_c}\left(\frac{b_o}{f_{yt}}\right)$	$\left(\frac{A_v}{s}\right) \ge 2\sqrt{f'_c}\left(\frac{b_o}{f_{yt}}\right)$
22.6.6.3(a)	$\phi 0.5\sqrt{f'_c}$	$\phi 1.6\sqrt{f'_c}$	$\phi 6\sqrt{f'_c}$
22.6.6.3(b)	$\phi 0.66\sqrt{f'_c}$	$\phi 2.1\sqrt{f'_c}$	$\phi 8\sqrt{f'_c}$
22.6.8.3	$\left(\frac{A_v}{s}\right) \ge 0.17\sqrt{f'_c}\left(\frac{b_o}{f_{yt}}\right)$	$\left(\frac{A_v}{s}\right) \ge 0.53\sqrt{f'_c}\left(\frac{b_o}{f_{yt}}\right)$	$\left(\frac{A_v}{s}\right) \ge 2\sqrt{f'_c}\left(\frac{b_o}{f_{yt}}\right)$
22.7.2.1	$\sqrt{f'_c} \le 8.3$ MPa	$\sqrt{f'_c} \le 27$ kgf/cm²	$\sqrt{f'_c} \le 100$ lb./pulg.²
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)	$T_{th} = 0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0.33\lambda\sqrt{f'_c}}}$	$T_{th} = 0.27\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{1.1\lambda\sqrt{f'_c}}}$	$T_{th} = \lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{4\lambda\sqrt{f'_c}}}$
22.7.4.1(a)(c)	$T_{th} = 0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1 + \frac{N_u}{0.33A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$	$T_{th} = 0.27\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1 + \frac{N_u}{1.1A_g\lambda\sqrt{f}}}$	$T_{th} = \lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1 + \frac{N_u}{4A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$
22.7.4.1(b)(a)	$T_{th} = 0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{p_{cp}}\right)$	$T_{th} = 0.27\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{p_{cp}}\right)$	$T_{th} = \lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{p_{cp}}\right)$
22.7.4.1(b)(b)	$T_{th} = 0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0.33\lambda\sqrt{f'_c}}}$	$T_{th} = 0.27\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{1.1\lambda\sqrt{f'_c}}}$	$T_{th} = \lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{4\lambda\sqrt{f'_c}}}$
22.7.4.1(b)(c)	$T_{th} = 0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1 + \frac{N_u}{0.33A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$	$T_{th} = 0.27\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1 + \frac{N_u}{1.1A_g\lambda\sqrt{f}}}$	$T_{th} = \lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1 + \frac{N_u}{4A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$
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)	$T_{cr} = 0.33\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0.33\lambda\sqrt{f'_c}}}$	$T_{cr} = \lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{1.1\lambda\sqrt{f'_c}}}$	$T_{cr} = 4\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{4\lambda\sqrt{f'_c}}}$

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

Número de la sección	Sistema SI esfuerzos en MPa	Sistema mks esfuerzos en kgf/cm²	Sistema de unidades usuales en USA esfuerzos en libras por pulgada cuadrada (lb./pulg.²)
22.7.5.1(c)	$T_{cr} = 0.33\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{0.33A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$	$T_{cr} = \lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{1.1A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$	$T_{cr} = 4\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{4A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$
22.7.7.1a	$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2+\left(\frac{T_u p_h}{1.7A_{oh}^2}\right)^2} \le \phi\left(\frac{V_c}{b_w d}+0.66\sqrt{f'_c}\right)$	$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2+\left(\frac{T_u p_h}{1.7A_{oh}^2}\right)^2} \le \phi\left(\frac{V_c}{b_w d}+2\sqrt{f'_c}\right)$	$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2+\left(\frac{T_u p_h}{1.7A_{oh}^2}\right)^2} \le \phi\left(\frac{V_c}{b_w d}+8\sqrt{f'_c}\right)$
22.7.7.1b	$\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)+\left(\frac{T_u p_h}{1.7A_{oh}^2}\right) \le \phi\left(\frac{V_c}{b_w d}+0.66\sqrt{f'_c}\right)$	$\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)+\left(\frac{T_u p_h}{1.7A_{oh}^2}\right) \le \phi\left(\frac{V_c}{b_w d}+2\sqrt{f'_c}\right)$	$\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)+\left(\frac{T_u p_h}{1.7A_{oh}^2}\right) \le \phi\left(\frac{V_c}{b_w d}+8\sqrt{f'_c}\right)$
22.9.4.4(b), (c) y (e)	$(3.3+0.08f'_c)A_c$ $11A_c$ $5.5A_c$	$(34+0.08f'_c)A_c$ $110A_c$ $55A_c$	$(480+0.08f'_c)A_c$ $1600A_c$ $800A_c$
23.4.4	$V_u \le \phi 0.42\tan(\theta)\lambda\lambda_s\sqrt{f'_c}b_w d$	$V_u \le \phi 1.33\tan(\theta)\lambda\lambda_s\sqrt{f'_c}b_w d$	$V_u \le \phi 5\tan(\theta)\lambda\lambda_s\sqrt{f'_c}b_w d$
23.4.4.1	$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+0.004d}} \le 1.0$	$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+0.04d}} \le 1.0$	$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+\frac{d}{10}}} \le 1.0$
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	$\Delta f_{ps} \le 250$ MPa $\Delta f_{ps} < 140$ MPa	$\Delta f_{ps} \le 2500$ kgf/cm² $\Delta f_{ps} < 1400$ kgf/cm²	$\Delta f_{ps} \le 36,000$ lb./pulg.² $\Delta f_{ps} < 20,000$ lb./pulg.²
24.5.2.1	$f_t \le 0.62\sqrt{f'_c}$ $0.62\sqrt{f'_c} < f_t \le 1.0\sqrt{f'_c}$ $f_t > 1.0\sqrt{f'_c}$ $f_t \le 0.50\sqrt{f'_c}$	$f_t \le 2\sqrt{f'_c}$ $2\sqrt{f'_c} < f_t \le 3.2\sqrt{f'_c}$ $f_t > 3.2\sqrt{f'_c}$ $f_t \le 1.6\sqrt{f'_c}$	$f_t \le 7.5\sqrt{f'_c}$ $7.5\sqrt{f'_c} < f_t \le 12\sqrt{f'_c}$ $f_t > 12\sqrt{f'_c}$ $f_t \le 6\sqrt{f'_c}$
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	$\sqrt{f'_c} \le 8.3$ MPa	$\sqrt{f'_c} \le 26.5$ kgf/cm²	$\sqrt{f'_c} \le 100$ lb./pulg.²
25.4.2.3 (superior izquierda)	$\left(\frac{f_y\psi_t\psi_e\psi_g}{2.1\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b$	$\left(\frac{f_y\psi_t\psi_e\psi_g}{6.6\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b$	$\left(\frac{f_y\psi_t\psi_e\psi_g}{25\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b$
25.4.2.3 (superior derecha)	$\left(\frac{f_y\psi_t\psi_e\psi_g}{1.7\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b$	$\left(\frac{f_y\psi_t\psi_e\psi_g}{5.3\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b$	$\left(\frac{f_y\psi_t\psi_e\psi_g}{20\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b$
25.4.2.3 (inferior izquierda)	$\left(\frac{f_y\psi_t\psi_e\psi_g}{1.4\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b$	$\left(\frac{f_y\psi_t\psi_e\psi_g}{4.4\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b$	$\left(\frac{f_y\psi_t\psi_e\psi_g}{50\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b$
25.4.2.3 (inferior derecha)	$\left(\frac{f_y\psi_t\psi_e\psi_g}{1.1\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b$	$\left(\frac{f_y\psi_t\psi_e\psi_g}{3.5\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b$	$\left(\frac{f_y\psi_t\psi_e\psi_g}{40\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b$
25.4.2.4	$\ell_d = \frac{f_y}{1.1\lambda\sqrt{f'_c}}\frac{\psi_t\psi_e\psi_s\psi_g}{\left(\frac{c_b+K_{tr}}{d_b}\right)}d_b$	$\ell_d = \frac{f_y}{3.5\lambda\sqrt{f'_c}}\frac{\psi_t\psi_e\psi_s\psi_g}{\left(\frac{c_b+K_{tr}}{d_b}\right)}d_b$	$\ell_d = \frac{3f_y}{40\lambda\sqrt{f'_c}}\frac{\psi_t\psi_e\psi_s\psi_g}{\left(\frac{c_b+K_{tr}}{d_b}\right)}d_b$

aci American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

Número de la sección	Sistema SI esfuerzos en MPa	Sistema mks esfuerzos en kgf/cm²	Sistema de unidades usuales en USA esfuerzos en libras por pulgada cuadrada (lb./pulg.²)
25.4.3.1(a)	$\left(\frac{f_y\psi_e\psi_r\psi_o\psi_c}{23\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b^{1.5}$	$\left(\frac{f_y\psi_e\psi_r\psi_o\psi_c}{23\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b^{1.5}$	$\left(\frac{f_y\psi_e\psi_r\psi_o\psi_c}{55\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b^{1.5}$
25.4.4.2(a)	$\left(\frac{f_y\psi_e\psi_p\psi_o\psi_c}{31\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b^{1.5}$	$\left(\frac{f_y\psi_e\psi_p\psi_o\psi_c}{32\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b^{1.5}$	$\left(\frac{f_y\psi_e\psi_p\psi_o\psi_c}{75\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b^{1.5}$
25.4.4.3	$\frac{f'_c}{105}+0.6$	$\frac{f'_c}{1055}+0.6$	$\frac{f'_c}{15000}+0.6$
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)	$\left(\frac{0.24f_y\psi_r}{\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b$	$\left(\frac{0.075f_y\psi_r}{\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b$	$\left(\frac{f_y\psi_r}{50\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b$
25.4.9.2(b)	$(0.043f_y\psi_r)d_b$	$(0.0044f_y\psi_r)d_b$	$(0.0003f_y\psi_r)d_b$
25.5.5.1(a) (b) y (c)	$0.071f_yd_b$ $(0.13f_y-24)d_b$	$0.0073f_yd_b$ $(0.013f_y-24)d_b$	$0.0005f_yd_b$ $(0.0009f_y-24)d_b$
25.7.1.3(b)	$0.17\frac{d_bf_{yt}}{\lambda\sqrt{f'_c}}$	$0.053\frac{d_bf_{yt}}{\lambda\sqrt{f'_c}}$	$0.014\frac{d_bf_{yt}}{\lambda\sqrt{f'_c}}$
25.7.1.7	$A_bf_{yt}\le 40$ kN	$A_bf_{yt}\le 4000$ kgf	$A_bf_{yt}\le 9000$ lb.
25.9.4.5.1	$f_{ps}=f_{se}+70$	$f_{ps}=f_{se}+700$	$f_{ps}=f_{se}+10,000$
26.12.7.1	$0.62\sqrt{f'_c}$	$2\sqrt{f'_c}$	$7.5\sqrt{f'_c}$
A.10.2b(ii)	$\ell_p=0.08h_w+0.022f_yd_b$	$\ell_p=0.08h_w+0.0021f_yd_b$	$\ell_p=0.08h_w+0.00015f_yd_b$
A.11.3.2.1.1	$V_{ne}=1.5A_{cv}\left(0.17\lambda\sqrt{f'_{ce}}+\rho_tf_{ye}\right)$	$V_{ne}=1.5A_{cv}\left(0.53\lambda\sqrt{f'_{ce}}+\rho_tf_{ye}\right)$	$V_{ne}=1.5A_{cv}\left(2\lambda\sqrt{f'_{ce}}+\rho_tf_{ye}\right)$
A.11.3.2.1.2	$1.0A_{cv}\sqrt{f'_{ce}}$ $1.25A_{cv}\sqrt{f'_{ce}}$	$3.2A_{cv}\sqrt{f'_{ce}}$ $4.0A_{cv}\sqrt{f'_{ce}}$	$12A_{cv}\sqrt{f'_{ce}}$ $15A_{cv}\sqrt{f'_{ce}}$
A.11.3.2.2	$2.1A_{cv}\sqrt{f'_{ce}}$	$6.6A_{cv}\sqrt{f'_{ce}}$	$25A_{cv}\sqrt{f'_{ce}}$
A.12.3.4	$0.33A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$	$1.1A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$	$4A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

REFERENCIAS DEL COMENTARIO

Documentos de comités del ACI y publicados por otras organizaciones que se citan en el comentario se listan primero por la 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-4-2017—LRFD Bridge Construction Specifications, Fourth Edition

LRFDUS-8-2017—LRFD Bridge Design Specifications, Eighth 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

213R-14—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

224R-01(08)—Control of Cracking in Concrete Structures

228.1R-03—In-Place Methods to Estimate Concrete Strength

232.2R-18—Report on the Use of Fly Ash in Concrete

233R-03—Slag Cement in Concrete and Mortar

234R-06—Guide for the Use of Silica Fume in Concrete

237R-07—Self-Consolidating Concrete

301-16—Specifications for Structural Concrete

304R-00(09)—Guide for Measuring, Mixing, Transporting, and Placing Concrete

305R-10—Guide to Hot Weather Concreting

305.1-06—Specification for 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

349-13—Code Requirements for Nuclear Safety-Related Concrete Structures (ACI 349-13) 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

355.2-19—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

363R-10—Report on High-Strength Concrete 369.1-17—Standard Requirements for Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Concrete Buildings (ACI 369.117) and Commentary

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

374.3R-16—Guide to Nonlinear Modeling Parameters for Earthquake-Resistant Structures 408R-03(12)—Bond and Development of Straight Reinforcing Bars in Tension

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

aci American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

Prestressed with Unbonded Tendons

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

423.10R-16—Guide to Estimating Prestress Losses

435R-95(00)—Control of Deflection in Concrete Structures

435.5R-73(89)—Deflections of Continuous Concrete Beams

437.1R-07—Load Tests of Concrete Structures: Methods, Magnitude, Protocols, and Acceptance Criteria

437.2-13—Code Requirements for Load Testing of Existing Concrete Structures and Commentary

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

506R-16—Guide to Shotcrete

506.2-13—Specification for Shotcrete

506.4R-94(04)—Guide for the Evaluation of Shotcrete

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

550.4-18—Qualification of Precast Concrete Diaphragm Connections and Reinforcement at Joints for Earthquake Loading (ACI 550.4-18) and Commentary (ACI 550.4R-18)

550.5-18—Code Requirements for the Design of Precast Concrete Diaphragms for Earthquake Motions (ACI 550.518) and Commentary (ACI 550.5R-18)

551.2R-10—Design Guide for Tilt-Up Concrete Panels

555R-01—Removal and Reuse of Hardened Concrete

560R-16—Report on Design and Construction with Insulating Concrete Forms (ICFs)

562-19—Code Requirements for Assessment, Repair, and Rehabilitation of Existing Concrete Structures and Commentary (ACI 562-19).

CPP 610.1-18—American Concrete Institute Certification Policies for Concrete Field Testing Technician - Grade I. doi: 10.4359/51719612

CPP 620.2-12—American Concrete Institute Certification Policies for Concrete Strength Testing Technician. doi: 10.4359/51716913

CPP 630.1-15—American Concrete Institute Certification Policies for Concrete Construction Special Inspector. doi: 10.4359/51716916

CPP 660.1-17—American Concrete Institute Certification Policies for Shotcrete Nozzleman and Shotcrete Nozzleman-in-Training. doi: 10.14359/51716915

CPP 680.1-17—American Concrete Institute Certification Policies for Adhesive Anchor Installer. doi: 10.14359/51716917

CPP 681.1-17—American Concrete Institute Certification Policies for Adhesive Anchor Installation Inspector. doi: 10.14359/51716918

CPP 681.2-19—American Concrete Institute Certification Policies for Post-Installed Concrete Anchor Installation Inspector.

CT-18—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

ITG-10R-18—Practitioner's Guide for Alternative Cements

ITG-10.1R-18—Report on Alternative Cements

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)

7-05—Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures

7-16—Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures

41-17—Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

61-14—ASCE/COPRI Standard for the Seismic Design of Piers and Wharves

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:2015—Structural Welding Code – Steel

D1.4/D1.4M:2005—Structural Welding Code – Reinforcing Steel

ASTM International

A36/A36M-14—Standard Specification for Carbon Structural Steel

A307-14—Standard Specification for Carbon Steel Bolts, Studs, and Threaded Rod 60000 PSI Tensile Strength

A370-18—Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

A416/A416M-18—Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete

A421/A421M-15—Standard Specification for Uncoated Stress-Relieved Steel Wire for Prestressed Concrete, including Supplementary Requirement SI, Low-Relaxation Wire and Relaxation Test

A615/A615M-18ε1—Standard Specification for Deformed and Plain Carbon-Steel Bars for Concrete Reinforcement

A706/A706M-16—Standard Specification for Deformed and Plain Low-Alloy Steel Bars for Concrete Reinforcement

A767/A767M-16—Standard Specification for Zinc-Coated (Galvanized) Steel Bars for Concrete Reinforcement

A775/A775M-17—Standard Specification for Epoxy-Coated Steel Reinforcing Bars

A934/A934M-16—Standard Specification for Epoxy-Coated Prefabricated Steel Reinforcing Bars

A955/A955M-18b—Standard Specification for Deformed and Plain Stainless-Steel Bars for Concrete Reinforcement

A970/A970M-18—Standard Specification for Headed Steel Bars for Concrete Reinforcement, including Annex A1 Requirements for Class HA Head Dimensions

A996/A996M-16—Standard Specification for Rail-Steel and Axle-Steel Deformed Bars for Concrete Reinforcement

A1022/A1022M-16b—Standard Specification for Deformed and Plain Stainless-Steel Wire and Welded Wire for Concrete Reinforcement

A1035/A1035M-15—Standard Specification for Deformed and Plain, Low-Carbon, Chromium, Steel Bars for Concrete Reinforcement

A1044/A1044M-16a—Standard Specification for Steel Stud Assemblies for Shear Reinforcement of Concrete

A1055/A1055M-16—Standard Specification for Zinc and Epoxy Dual-Coated Steel Reinforcing Bars

A1064/A1064M-18a—Standard Specification for Carbon-Steel Wire and Welded Wire Reinforcement, Plain and Deformed, for Concrete

A1077/A1077M-14—Standard Specification for Structural Steel with Improved Yield Strength at High Temperature for Use in Buildings

C31/C31M-19—Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field

C33/C33M-18—Standard Specification for Concrete Aggregates

C39/C39M-18—Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens

C42/C42M-18a—Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete

C94/C94M-18—Standard Specification for Ready-Mixed Concrete

C114-18—Standard Test Methods for Chemical Analysis of Hydraulic Cement

C150/C150M-19a—Standard Specification for Portland Cement

C172/C172M-17—Standard Practice for Sampling Freshly Mixed Concrete

C173/C173M-16—Standard Test Method for Air Content of Freshly Mixed Concrete by the Volumetric Method

C231/C231M-17a—Standard Test Method for Air Content of Freshly Mixed Concrete by the Pressure Method

C330/C330M-17a—Standard Specification for Lightweight Aggregates for Structural Concrete

C457/C457M-16—Standard Test Method for Microscopical Determination of Parameters of the Air-Void System in Hardened Concrete

C469/C469M-14—Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression

C494/C494M-17—Standard Specification for Chemical Admixtures for Concrete

C567/567M-14—Standard Test Method for Determining Density of Structural Lightweight Concrete

C595/C595M-19—Standard Specification for Blended Hydraulic Cements

C618-19—Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete

C685/C685M-17a—Standard Specification for Concrete Made by Volumetric Batching and Continuous Mixing

C803/803M-18—Standard Test Method for Penetration Resistance of Hardened Concrete

C805/C805M-18—Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete

C845/C845M-18—Standard Specification for Expansive Hydraulic Cement

C873/C873M-15—Standard Test Method for Compressive Strength of Concrete Cylinders Cast in Place in Cylindrical Molds

C900-15—Standard Test Method for Pullout Strength of Hardened Concrete

C989/C989M-18a—Standard Specification for Slag Cement for Use in Concrete and Mortars

C1012/C1012M-18b—Standard Test Method for Length Change of Hydraulic-Cement Mortars Exposed to a Sulfate Solution

C1017/C1017M-13[ε1]—Standard Specification for Chemical Admixtures for Use in Producing Flowing Concrete

C1074-17—Standard Practice for Estimating Concrete Strength by the Maturity Method

C1077-17—Standard Practice for Laboratories Testing Concrete and Concrete Aggregates for Use in Construction and Criteria for Testing Agency Evaluation

C1140/C1140M-11—Standard Practice for Preparing and Testing Specimens from Shotcrete Test Panels

C1152/C1152M-04(2012)[ε1]—Standard Test Method for Acid-Soluble Chloride in Mortar and Concrete

C1157/C1157M-17—Standard Performance Specification for Hydraulic Cement

C1202-19—Standard Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration

C1218/C1218M-17—Standard Test Method for Water-Soluble Chloride in Mortar and Concrete

C1240-15—Standard Specification for Silica Fume Used in Cementitious Mixtures

C1602/C1602M-18—Standard Specification for Mixing Water Used in Production of Hydraulic Cement Concrete

C1604/C1604M-05(2012)—Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores of Shotcrete

C1609/C1609M-12—Standard Test Method for Flexural

aci American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

Performance of Fiber-Reinforced Concrete (Using Beam With Third-Point Loading)

C1778-16—Standard Guide for Reducing the Risk of Deleterious Alkali-Aggregate Reaction in Concrete

C1797-17—Standard Specification for Ground Calcium Carbonate and Aggregate Mineral Fillers for use in Hydraulic Cement Concrete

D3665-12(2017)—Standard Practice for Random Sampling of Construction Materials

E8/E8M-16a—Standard Test Methods for Tension Testing of Metallic Materials

F1554-18—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)

2018 IBC—International Building Code

ES AC193-15—Mechanical Anchors in Concrete Elements

National Fire Protection Association (NFPA)

5000-2012—Building Construction Safety Code

National Institute of Standards and Technology (NIST)

CGR 17-917-46—Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings

Portland Cement Association (PCA)

EB001.15-11—Design and Control of Concrete Mixtures, 16th edition

PCA 100-2017—Prescriptive Design of Exterior Concrete Walls

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—Design Handbook: Precast and Prestressed Concrete, Seventh Edition

MNL 120-17—Design Handbook: Precast and Prestressed Concrete, Eighth Edition

MNL 123-88—Design and Typical Details of Connections for Precast and Prestressed Concrete

MNL 126-15—PCI Manual for the Design of Hollow Core Slabs and Walls

MNL 133-04—Bridge Design Manual

Post-Tensioning Institute (PTI)

DC10.5-12—Standard Requirements for Design and Analysis of Shallow Post-Tensioned Concrete Foundations of Expansive Soils

DC20.8-04—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

Standards New Zealand

NZS 3101-2006—Concrete Structure Standard, Part 1: The Design of Concrete Structures: Part 2: Commentary on the Design of Concrete Structures

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

Aaleti, S.; Brueggen, B. L.; Johnson, B.; French, C. E.; and Sritharan, S., 2013, "Cyclic Response of Reinforced Concrete Walls with Different Anchorage Details: Experimental Investigation," *Journal of Structural Engineering*, V. 139, No. 7, July, pp. 1181-1191. doi: 10.1061/(ASCE) ST.1943-541X.0000732

Abdullah, S. A., and Wallace, J. W., 2019, "Drift Capacity of Reinforced Concrete Structural Walls with Special Boundary Elements," *ACI Structural Journal*, V. 116, No. 1, Jan., pp. 183-194. doi: 10.14359/51710864

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, 1965, "Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-63)," SP-10, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 78-84.

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. doi: 10.14359/19333

ACI Committee 408, 1966, "Bond Stress—The State of the Art," *ACI Journal Proceedings*, V. 63, No. 11, Nov., pp. 1161-1188. doi: 10.14359/7665

ACI Committee 435, 1963, "Deflections of Prestressed Concrete Members (ACI 435.1R-63)," *ACI Journal Proceedings*, V. 60, No. 12, Dec., pp. 1697-1728. doi: 10.14359/ 19413

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. doi: 10.14359/7643

ACI Committee 435, 1968, "Allowable Deflections (ACI 435.3R-68)," *ACI Journal Proceedings*, V. 65, No. 6, June, pp. 433-444. doi: 10.14359/7482

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. doi: 10.14359/10935

Adebar, P.; Kuchma, D.; and Collins, M. P., 1990, "Strut-

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

and-Tie Models for the Design of Pile Caps: An Experimental Study," *ACI Structural Journal*, V. 87, No. 1, Jan.-Feb., pp. 81-92. doi: 10.14359/2945

Ajaam, A.; Yasso, S.; Darwin, D.; O'Reilly, M.; and Sperry, J., 2018, "Anchorage Strength of Closely Spaced Hooked Bars," *ACI Structural Journal*, V. 115, No. 4, pp. 1143-1152. doi: 10.14359/51702065

Anderson, A. R., 1978, "Shear Strength of Hollow Core Members," *Technical Bulletin* 78-81, Concrete Technology Associates, Tacoma, WA, Apr., 33 pp. doi: 10.14359/19270

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. doi: 10.15554/ pcij.03012005.90.112

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. doi: 10.15554/pcij.01012007.82.100

Anderson, N. S., and Ramirez, J. A., 1989, "Detailing of Stirrup Reinforcement," *ACI Structural Journal*, V. 86, No. 5, Sept.-Oct., pp. 507-515. doi: 10.14359/3005

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. doi: 10.14359/10220

Aoyama, H., ed., 2001, *Design of Modern Highrise Reinforced Concrete Structures*, Imperial College Press, London, UK, 442 pp.

Applied Technology Council, 1999, *ATC Design Guide 1: Minimizing Floor Vibration*, Redwood City, CA, 64 pp.

Arteta, C. A., 2015, "Seismic Response Assessment of Thin Boundary Element Specimens of Special Concrete Shear Walls," PhD dissertation, University of California, Berkeley, Berkeley, CA, 240 pp.

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.

Aswad, A., and Jacques, F. J., 1992, "Behavior of Hollow-Core Slabs Subject to Edge Loads," *PCI Journal*, V. 37, No. 2, Mar.-Apr., pp. 72-86. doi: 10.15554/pcij.03011992.72.84

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.; Darwin, D.; Eligehausen, 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. doi: 10.14359/766

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. doi: 10.14359/737

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. doi: 10.14359/17697

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. doi: 10.15554/pcij.11011977.32.61

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. doi: 10.14359/51685458

Bartlett, F. M., 2012, "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) doi: 10.14359/51683800

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. doi: 10.14359/4328

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. doi: 10.14359/9669

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. doi: 10.14359/51685142

Bažant, Z. P.; Yu, Q.; Gerstle, W.; Hanson, J.; and Ju, J., 2007, "Justification of ACI 446 Code Provisions for Shear Design of Reinforced Concrete Beams," *ACI Structural Journal*, V. 104, No. 5, Sept.-Oct., pp. 601-610. doi: 10.14359/18862

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. doi: 10.15554/pcij.03011985.40.54

Becker, R. J.; Holland, T. C.; and Malits, F. S., 2019, "Structural Concrete Using Alternative Cements," *Concrete International*, V. 41, No. 6, June, pp. 39-44. doi: 10.14359/51716910

Beeby, A. W., 1979, "The Prediction of Crack Widths in Hardened Concrete," *The Structural Engineer*, V. 57A, No. 1, Jan., pp. 9-17. doi: 10.14359/51685143

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. doi: 10.14359/51685214

Bertrand, J., and Vezina, D., 1994, "The Development of Air Entrained Durable Shotcrete for Structural Repairs," Proceedings of Shotcrete for Underground Support VII, pp. 58-65.

Bezerra Cabral, A. E.; Schalch, V.; Dal Molin, D. C. C.; and Ribeiro, J. L. D., 2010, "Mechanical Properties Modeling of

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

Recycled Aggregate Concrete," *Construction and Building Materials*, V. 24, No. 4, Apr., pp. 421-430. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2009.10.011

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. 11491169. doi: 10.14359/8135

Birely, A. C.; Lowes, L. N.; and Lehman, D. E., 2012, "Linear Analysis of Concrete Frames Considering Joint Flexibility," *ACI Structural Journal*, V. 109, No. 3, May-June, pp. 381-391. doi: 10.14359/51683752

Birkeland, P. W., and Birkeland, H. W., 1966, "Connections in Precast Concrete Construction," *ACI Journal Proceedings*, V. 63, No. 3, Mar., pp. 345-368. doi: 10.14359/7627

Bischoff, P. H., 2005, "Revaluation of Deflection Prediction for Concrete Beams Reinforced with Steel and Fiber Reinforced Polymer Bars," *Journal of Structural Engineering*, V. 131, No. 5, May, pp. 752-767. doi: 10.1061/ (ASCE)0733-9445(2005)131:5(752)

Bischoff, P. H., and Scanlon, A., 2007, "Effective Moment of Inertia for Calculating Deflections of Concrete Members Containing Steel Reinforcement and Fiber-Reinforced Polymer Reinforcement," *ACI Structural Journal*, V. 104, No. 1, Jan.-Feb., pp. 68-75. doi: 10.14359/18434

Black, W. C., 1973, "Field Corrections to Partially Embedded Reinforcing Bars," *ACI Journal Proceedings*, V. 70, No. 10, Oct., pp. 690-691. doi: 10.14359/51684023

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. doi: 10.14359/7465

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. doi: 10.14359/16796

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. doi: 10.14359/19230

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. doi: 10.14359/16519

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. doi: 10.14359/19393

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. doi: 10.14359/19236

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. doi: 10.14359/19340

Broms, C. E., 1990, "Shear Reinforcement for Deflection Ductility of Flat Plates," *ACI Structural Journal*, V. 87, No. 6, Nov.-Dec., pp. 696-705. doi: 10.14359/2988

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. doi: 10.14359/16430

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. doi: 10.14359/12306

Burns, N. H., and Hemakom, R., 1977, "Test of Scale Model Post-Tensioned Flat Plate," *Journal of the Structural Division*, V. 103, June, pp. 1237-1255. doi: 10.14359/16870

Canbay, E., and Frosch, R. J., 2005, "Bond Strength of Lap-Spliced Bars," *ACI Structural Journal*, V. 102, No. 4, Jul.-Aug., pp. 605-614. doi: 10.14359/14565

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. doi: 10.14359/4176

Carter III, J. W.; 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. doi: 10.14359/19661

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-04/04086-2, 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, 249 pp.

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. doi: 10.14359/928

Cheng, M. Y.; Hung, S. C.; Lequesne, R. D.; and Lepage, A., 2016, "Earthquake-Resistant Squat Walls Reinforced with High-Strength Steel," *ACI Structural Journal*, V. 113, No. 5,

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

Sep.-Oct., pp. 1065-1076. doi: 10.14359/51688825

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. doi: 10.14359/19672

Clough, R. W., 1960, "Dynamic Effects of Earthquakes," *Journal of the Structural Division*, V. 86, Apr., pp. 49-65. doi: 10.14359/19323

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. doi: 10.14359/16724

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. doi: 10.14359/17486

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. doi: 10.14359/19232

Column Research Council, 1966, "Guide to Design Criteria for Metal Compression Members," second edition, Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University, Bethlehem, PA, 117 pp. doi: 10.14359/19273

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. doi: 10.14359/1268

Cook, R. A., and Klingner, R. E., 1992b, "Ductile Multiple-Anchor Steel-to-Concrete Connections," *Journal of Structural Engineering*, V. 118, No. 6, June, pp. 16451665. 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. doi: 10.14359/522

Cook, R. A., and Michler, H., 2017, "Behavior and Design of Anchorages with Shear Lugs," *3rd International Symposium on Connections between Steel and Concrete*, Stuttgart, Germany, pp. 560-570.

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. doi: 10.14359/7317

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. doi: 10.14359/16677

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.

Dam, T. X.; Wight, J. K.; and Parra-Montesinos, G. J., 2017, "Behavior of Monotonically Loaded Slab-Column Connections Reinforced with Shear Studs," *ACI Structural Journal*, V. 114, No. 1, Jan.-Feb., pp. 221-232. doi: 10.14359/51689165

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. doi: 10.14359/16539

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. doi: 10.14359/9694

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. doi: 10.15554/pcij.01011994.70.83

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. doi: 10.15554/pcij.01012007.102.105

Dönmez, A., and Bažant, Z. P., 2017, "Size Effect on Punching Strength of Reinforced Concrete Slabs Without and With Shear Reinforcement," *ACI Structural Journal*, V. 114, No. 4, July-Aug., pp. 876-886. doi: 10.14359/51689719

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. doi: 10.14359/14795

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. UMEE 82R3, Department of Civil Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, MI, July, 275 pp. doi: 10.14359/16809

Ehsani, M. R., 1982, "Behavior of Exterior Reinforced Concrete Beam to Column Connections Subjected to Earthquake Type Loading," *Report* No. UMEE 82R5, Department of Civil Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, MI, July, 275 pp.

Elgabry, A. A., and Ghali, A., 1987, "Tests on Concrete Slab-Column Connections with Stud Shear Reinforcement Subjected to Shear-Moment Transfer," *ACI Structural Journal*, V. 84, No. 5, Sept-Oct., pp. 433-442. doi: 10.14359/1656

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. doi: 10.14359/1137

Eligehausen, R., and Fuchs, W., 1988, "Load Bearing Behavior of Anchor Fastenings under Shear, Combined Tension and Shear or Flexural Loadings," *Betonwerk + Fertigteil-Technik*, V. 54, pp. 48-56. doi: 10.14359/16854

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. doi: 10.14359/18234

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. doi: 10.14359/19643

Eligehausen, R.; Mallée, R.; and Silva, J., 2006b, *Anchorage*

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

in Concrete Construction, Ernst & Sohn (J. T. Wiley), Berlin, Germany, May, 380 pp.

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.

Elwood, K. J.; Matamoros, A. B.; Wallace, J. W. ; Lehman, D. E.; Heintz, J. A.; Mitchell, A. D.; Moore, M. A.; Valley, M. T.; Lowes, L. N.; Comartin, C. D. ; and Moehle, J. P., 2007, "Update to ASCE/SEI 41 Concrete Provisions," *Earthquake Spectra*, V. 23, No. 3, pp. 493-523, doi: 10.1193/1.2757714.

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. doi: 10.14359/10433

Fanella, D. A., and Mota, M., 2014, *Design Guide for Vibrations of Reinforced Concrete Floor Systems*, 10-DG-Vibration, Concrete Reinforcing Steel Institute, Schaumburg, IL, 60 pp.

Faradji, 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. doi: 10.14359/19496

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. doi: 10.14359/9664

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., 50 pp.

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. doi: 10.14359/51685083

fib, 2011, "Design of Anchorages in Concrete. Guide to Good Practice," Bulletin No.58, International Federation for Structural Concrete, Lausanne, Switzerland, 280 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. doi: 10.14359/16551

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. doi: 10.14359/2689

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. doi: 10.14359/7007

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, pp. 225-258. doi: 10.14359/19328

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. doi: 10.14359/679

Frosch, R. J., 2002, "Modeling and Control of Side Face Beam Cracking," *ACI Structural Journal*, V. 99, No. 3, May-June, pp. 376-385. doi: 10.14359/11922

Frosch, R. J.; Labi, S.; and Sim, C., 2014, "Increasing Bridge Deck Service Life: Volume 1 – Technical Evaluation," *Publication* No. FHWA/IN/JTRP-2014/16. Joint Transportation Research Program, Indiana Department of Transportation and Purdue University, West Lafayette, IN.

Frosch, R. J.; Yu, Q.; Cusatis, G.; and Bažant, Z. P., 2017, "A Unified Approach to Shear Design," *Concrete International*, V. 39, No. 9, pp. 47-52. doi: 10.14359/51701014

Fuchs, W.; Eligehausen, 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. doi: 10.14359/1533

Furche, J., and Eligehausen, R., 1991, "Lateral Blow-out 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. doi: 10.14359/1276

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. doi: 10.14359/9452

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. doi: 10.14359/13101

Gamble, W. L., 1972, "Moments in Beam Supported Slabs," *ACI Journal Proceedings*, V. 69, No. 3, Mar., pp. 149-157. doi: 10.14359/11258

Gamble, W. L.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., 1969, "Tests of a Two-Way Reinforced Concrete Floor Slab," *Journal of the Structural Division*, V. 95, June, pp. 1073-1096. doi: 10.14359/19673

Genikomsou, A. S., and Polak, M. A., 2017, "Effect of Openings on Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs—Finite Element Investigation," *ACI Structural Journal*, V. 114, No. 5, Sept.-Oct., pp. 1249-1261. doi: 10.14359/51689871

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. doi: 10.15554/pcij.11011971.40.58

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. doi: 10.14359/17348

Ghali, A., and Favre, R., 1986, *Concrete Structures: Stresses*

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

and Deformations, Chapman and Hall, New York, 348 pp.

Ghimire, K.; Darwin, D.; and O'Reilly, M., 2018, "Anchorage of Headed Reinforcing Bars," *SM Report* No. 127, University of Kansas Center for Research, Lawrence, KS, Jan., 278 pp.

Gilbert, R. I., 1992, "Shrinkage Cracking in Fully Restrained Concrete Members," *ACI Structural Journal*, V. 89, No. 2, Mar.-Apr., pp. 141-149. doi: 10.14359/2917

Gomez, I. R.; Kanvinde, A. M.; Smith, C.; and Deierlein, G. G., 2009, "Shear Transfer in Exposed Column Base Plates," Report Presented to American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Mar., 159 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. doi: 10.14359/11325

Graybeal, B., 2014, "Lightweight Concrete: Development of Mild Steel in Tension," *Technical Brief* No. FHWAHRT-14-030, Federal Highway Administration, Washington, DC.

Greene, G., and Graybeal, B., 2013, "Lightweight Concrete: Mechanical Properties," *Report* No. FHWA-HRT-13-062, Federal Highway Administration, Washington, DC, 12 pp.

Greene, G., and Graybeal, B., 2015, "Lightweight Concrete: Shear Performance," *Report* No. FHWA-HRT-15-022, Federal Highway Administration, Washington, DC, 20 pp.

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. doi: 10.14359/4597

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. doi: 10.14359/16709

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. doi: 10.14359/3212

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. doi: 10.14359/1299

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. doi: 10.14359/7110

Guralnick, S. A., and LaFraugh, R. W., 1963, "Laboratory Study of a 45-Foot Square Flat Plate Structure," *ACI Journal Proceedings*, V. 60, No. 9, Sept., pp. 1107-1185. doi: 10.14359/7893

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. doi: 10/14359/51685022

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. doi: 10.15554/pcij.03012006.14.25

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. doi: 10.14359/4127

Hansell, W., and Winter, G., 1959, "Lateral Stability of Reinforced Concrete Beams," *ACI Journal Proceedings*, V. 56, No. 3, Sept., pp. 193-214. doi: 10.14359/8091

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. doi: 10.14359/7972

Hanson, N. W., 1960, "Precast-Prestressed Concrete Bridges: Horizontal Shear Connections," Bulletin, PCA Research and Development Laboratories, V. 2, No. 2, May, pp. 38-58. doi: 10.14359/16708

Hanson, N. W., and Connor, H. W., 1967, "Seismic Resistance of Reinforced Concrete Beam-Column Joints," *Journal of the Structural Division*, V. 93, No. ST5 Oct., pp. 533-560. doi: 10.14359/19667

Hanson, N. W., and Hanson, J. M., 1968, "Shear and Moment Transfer between Concrete Slabs and Columns," *Bulletin*, PCA Research and Development Laboratories, V. 10, No. 1, Jan., pp. 2-16. doi: 10.14359/19463

Hanson, N. W., and Kaar, P. H., 1959, "Flexural Bond Tests Pretensioned Beams," *ACI Journal Proceedings*, V. 55, No. 7, Jan., pp. 783-802. doi: 10.14359/11389

Hardisty, J.; Villalobos, E.; Richter, B.; and Pujol, S., 2015, "Lap Splices in Unconfined Boundary Elements," *Concrete International*, V. 37, No. 1, Jan., pp. 51-58.

Hatcher, D. S.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., 1965, "Test of a Reinforced Concrete Flat Plate," *Journal of the Structural Division*, V. 91, May, pp. 205-232.

Hatcher, D. S.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., 1969, "Test of a Reinforced Concrete Flat Slab," *Journal of the Structural Division*, V. 95, June, pp. 1051-1072. doi: 10.14359/51685284

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

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. doi: 10.14359/17306

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. doi: 10.15554/pcij.01011981.94.117

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

Hawkins, N. M., and Ospina, C. E., 2017, "Effect of Slab Flexural Reinforcement and Depth on Punching Strength," *Joint ACI-fib International Symposium on Punching Shear of Structural Concrete Slabs*, SP-315, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 117-140. doi:

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

10.14359/51700935

Henry, R. E.; Dizhur, D.; Elwood, K. J.; Hare, J.; and Brunsdon, D., 2017, "Damage to Concrete Buildings with Precast Floors During the 2016 Kaikoura Earthquake," *Bulletin of New Zealand Society for Earthquake Engineering*, V. 50, No. 2, pp. 174-187. http://www.nzsee.org.nz/db/Bulletin/Archive/50(2)0174.pdf

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, Champaign, IL, 141 pp. doi: 10.14359/19325

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. doi: 10.14359/19794

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. doi: 10.14359/17572

Hsu, T. T. C., 1990, "Shear Flow Zone in Torsion of Reinforced Concrete," *Journal of Structural Engineering*, 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. doi: 10.14359/9738

Hsu, T. T. C., and Burton, K. T., 1974, "Design of Reinforced Concrete Spandrel Beams," *Journal of the Structural Division*, V. 100, Jan., pp. 209-229. doi: 10.14359/16866

Huq, M. S.; Burgos, E. A.; Lequesne, R. D.; and Lepage, A., 2018, "High-Strength Steel Bars in T-Shaped Concrete Walls," Eleventh U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Los Angeles, CA.

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. doi: 10.14359/866

ICBO, 1997, "Uniform Building Code," V. 2, Structural Engineering Design Provisions, International Conference of Building Officials, Whittier, CA, 492 pp.

Ichinose, T., 1995, "Splitting Bond Failure of Columns under Seismic Action," *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 5, pp. 535-541. doi: 10.14359/904

Iguro, M.; Shioya, T.; Nojiri, Y.; and Akiyama, H.; 1985, "Experimental Studies on Shear Strength of Large Reinforced Concrete Beams under Uniformly Distributed Load," Concrete Library International, Japan Society of Civil Engineers, Tokyo, No. 5, pp. 137-154. doi: 10.2208/jscej.1984.348_175

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. doi: 10.14359/7591

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. doi: 10.14359/2613

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., 50 pp. doi: 10.14359/19469

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. doi: 10.14359/15038

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. doi: 10.14359/51685300

Jirsa, J. O.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., 1966, "Test of a Flat Slab Reinforced with Welded Wire Fabric," *Journal of the Structural Division*, V. 92, June, pp. 199-224. doi: 10.14359/16861

Jirsa, J. O.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., 1969, "Pattern Loadings on Reinforced Concrete Floor Slabs," *Journal of the Structural Division*, V. 95, No. ST6, June, pp. 1117-1137.

Johnson, L. A., and Jirsa, J. O., 1981, "The Influence of Short Embedment and Close Spacing on the Strength of Hooked Bar Anchorages," *PMFSEL Report* No. 81-2, Department of Civil Engineering-Structures Research Laboratory, University of Texas, Austin, TX, 93 pp.

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. doi: 10.14359/2896

Johnson, T., and Ghadiali, Z., 1972, "Load Distribution Test on Precast Hollow Core Slabs with Openings," *PCI Journal*, V. 17, No. 5, Sept.-Oct., pp. 9-19. doi: 10.15554/pcij.09011972.9.19

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., 176 pp. doi: 10.14359/16632

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. doi: 10.14359/18461

Joint ACI-ASCE Committee 423, 1958, "Tentative Recommendations for Prestressed Concrete," *ACI Journal Proceedings*, V. 54, No. 7, Jan., pp. 545-578. doi: 10.14359/11455

Joint ACI-ASCE Committee 423, 1974, "Tentative Recommendations for Prestressed Concrete Flat Plates," *ACI Journal Proceedings*, V. 71, No. 2, Feb., pp. 67-71. doi: 10.14359/7344

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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

of Reinforced Concrete Members—Slabs," *Journal of the Structural Division*, V. 100, 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. doi: 10.14359/16661

Kaar, P. H., 1966, "High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 8: Similitude in Flexural Cracking of T-Beam Flanges," *PCA Research and Development Laboratories Bulletin*, V. 8, No. 2, May, pp. 2-12. doi: 10.14359/51685141

Kaar, 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. doi: 10.14359/6613

Kaar, P. H.; Kriz, L. B.; and Hognestad, E., 1960, "Precast-Prestressed Concrete Bridges: (1) Pilot Tests of Continuous Girders," *PCA Research and Development Laboratories Bulletin*, V. 2, No. 2, May, pp. 21-37. doi: 10.14359/51685340

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. doi: 10.15554/pcij.10011963.47.67

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. doi: 10.15554/pcij.12011965.20.34

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. doi: 10.14359/11040

Kang, T. H.-K.; LaFave, J. M.; Robertson, I. N.; and Hawkins, N. M., 2007, "Post-Tensioned Slab-Column Connections—Drift Capacity at Punching of Connections Subjected to Lateral Loading," *Concrete International*, V. 29, No. 4, Apr., pp 61-68. doi: 10.14359/18569

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. doi: 10.14359/51663188

Kang, T. H.-K., and Wallace, J. W., 2006, "Punching of Reinforced and Post-Tensioned Concrete Slab-Column Connections," *ACI Structural Journal*, V. 103, No. 4, July-Aug., pp. 531-540. doi: 10.14359/16429

Kemp, E. L.; Brezny, F. S.; and Unterspan, 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. doi: 10.14359/7509

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., 117 pp. doi: 10.14359/16572

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. doi: 10.14359/13095

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. doi: 10.14359/13096

Kim, S., and Wallace, J., 2017, "Shear Design of Structural Walls for Tall Reinforced Concrete Core Wall Buildings," 16th World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile, 10 pp.

Klein, G. J., 1986, "Design of Spandrel Beams," *PCI Specially Funded Research Project* No. 5, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, 104 pp. doi: 10.14359/51685218

Klein, G. J., 2008, "Curved-Bar Nodes: A Detailing Tool for Strut-and-Tie Models," *Concrete International*, V. 30, No. 9, Sept., pp. 42-47. doi: 10.14359/19949

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. doi: 10.15554/pcij.09012009.112.131

Klemencic, R.; McFarlane, I. S.; Hawkins, N. M.; and Nikolau, S., 2012, "Seismic Design of Reinforcing Concrete Mat Foundations: A Guide for Practicing Engineers," *NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 7*, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD, pp. 11-12.

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. doi: 10.14359/10455

Kosmatka, S. H., and Wilson, M. L., 2016, *Design and Control of Concrete Mixtures*, EB001, 16th edition, Portland Cement Association, Skokie, IL, 632 pp.

Kramrisch, F., and Rogers, P., 1961, "Simplified Design of Combined Footings," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, V. 87, Oct., pp. 19-44.

Kriz, L. B., and Raths, C. H., 1965, "Connections in Precast Concrete Structures—Strength of Corbels," *PCI Journal*, V. 10, No. 1, Feb., pp. 47-61. doi: 10.15554/pcij.02011965.16.61

Kuchma, D.; Wei, S.; Sanders, D.; Belarbi, A.; and Novak, L., 2019, "The Development of the One-Way Shear Design Provisions of ACI 318-19," *ACI Structural Journal*, V. 116 No. 4, July, doi: 10.14359/51716739

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, 55 pp. doi: 10.14359/51685520

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. doi: 10.14359/2907

Kwon, K., and Ghannoum, W. M., 2016, "Assessment of International Standard Provisions on Stiffness of Reinforced Concrete Moment Frame and Shear Wall Buildings," *Engineering Structures*, V. 128, pp. 149-160. doi: 10.1016/j.engstruct.2016.09.025

LaGue, D. J., 1971, "Load Distribution Tests on Precast Prestressed Hollow-Core Slab Construction," *PCI Journal*, V. 16, No. 6, Nov.-Dec., pp. 10-18. doi: 10.15554/pcij.11011971.10.18

Lai, S. M. A., and MacGregor, J. G., 1983, "Geometric Nonlinearities in Unbraced Multistory Frames," *Journal of Structural Engineering*, V. 109, No. 11, Nov., pp. 25282545. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1983)109:11(2528)

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

LATBSDC, 2017, "An Alternative Procedure For Seismic Analysis and Design of Tall Buildings Located in the Los Angeles Region," Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council, 72 pp.

Laughery, L., and Pujol, S., 2015, "Compressive Strength of Unreinforced Struts," *ACI Structural Journal*, V. 112, No. 5, pp. 617-624. doi: 10.14359/51687711

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. doi: 10.14359/18778

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. doi: 10.14359/51663530

Lenz, K. A., 1992, "Concrete Materials Investigation for Gardiner Dam: Final Report," Canada Department of Agriculture, Prairie Farm Rehabilitation Administration Development Service, Geotechnical Division, Saskatoon, SK, Canada, Mar., 56 pp.

Leon, R. T., 1989, "Interior Joints with Variable Anchorage Lengths," *Journal of Structural Engineering*,

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. doi: 10.14359/19344

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. doi: 10.14359/11093

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, C. M.; Restrepo, J. I.; and Park, R., 2000, "Seismic Behaviour and Design of Reinforced Concrete Interior Beam Column Joints," *Research Report 2000-1*, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 471 pp. http://hdl.handle.net/10092/15092.

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. doi: 10.14359/19321

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. doi: 10.14359/19630

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. doi: 10.14359/16663

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. doi: 10.15554/pcij.03011997.52.90

Lotze, D.; Klingner, R. E.; and Graves III, H. L., 2001, "Static Behavior of Anchors under Combinations of Tension and Shear Loading," *ACI Structural Journal*, V. 98, No. 4, July-Aug., pp. 525-536. doi: 10.14359/10295

Lu, Y.; Henry, R. S.; Gultom, R.; and Ma, Q. T., 2017, "Cyclic Testing of Reinforced Concrete Walls with Distributed Minimum Vertical Reinforcement," *Journal of Structural Engineering*, V. 143, No. 5, p. 04016225 doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001723

Lubell, A. S.; Bentz, E. C.; and Collins, M. P., 2009, "Shear Reinforcement Spacing in Wide Members," *ACI Structural Journal*, V. 106, No. 2, Mar.-Apr., pp. 205-214. doi: 10.14359/56359

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. doi: 10.14359/19136

Lucier, G.; Walter, C.; Rizkalla, S.; Zia, P.; and Klein, G., 2011a, "Development of a Rational Design Methodology for Precast Concrete Slender Spandrel Beams, Part 1: Experimental Results," *PCI Journal*, V. 56, No. 2, Spring, pp. 88-112. doi: 10.15554/pcij.03012011.88.112

Lucier, G.; Walter, C.; Rizkalla, S.; Zia, P.; and Klein, G., 2011b, "Development of a Rational Design Methodology for Precast Concrete Slender Spandrel Beams, Part 2: Analysis and Design Guidelines," *PCI Journal*, V. 56, No. 4, Fall, pp. 106-133. doi: 10.15554/pcij.09012011.106.133

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. doi: 10.14359/5165518

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. doi: 10.14359/4237

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. doi: 10.14359/1152

MacGregor, J. G., and Hage, S. E., 1977, "Stability Analysis and Design of Concrete Frames," *Journal of the Structural Division*, V. 103, Oct., pp. 1953-1970. doi: 10.14359/51685164

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. doi: 10.14359/7360

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. doi: 10.14359/7254

Malhotra, V. M., 1976, *Testing Hardened Concrete: Nondestructive Methods*, ACI Monograph No. 9, American

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

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. doi: 10.14359/10998

Mansour, M., and Hsu, T., 2005, "Behavior of Reinforced Concrete Elements under Cyclic Shear. II: Theoretical Model," *Journal of Structural Engineering*, V. 131, No. 11, pp. 54-65. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131:1(54)

Marti, P., 1985, "Basic Tools of Reinforced Concrete Beam Design," *ACI Journal Proceedings*, V. 82, No. 1, Jan.-Feb., pp. 46-56. doi: 10.14359/10314

Martin, L., and Korkosz, W., 1995, "Strength of Prestressed Concrete Members at Sections Where Strands Are Not Fully Developed," *PCI Journal*, V. 40, No. 5, Sept.-Oct., pp. 58-66. doi: 10.15554/pcij.09011995.58.66

Mast, R. F., 1968, "Auxiliary Reinforcement in Concrete Connections," *Journal of the Structural Division*, V. 94, June, pp. 1485-1504. doi: 10.14359/16710

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. doi: 10.14359/3209

Mast, R. F., 1998, "Analysis of Cracked Prestressed Concrete Sections: A Practical Approach," *PCI Journal*,

V. 43, No. 4, July-Aug., pp. 80-91. doi: 10.15554/pcij.07011998.80.91

Mast, R. F., 2001, "Vibration of Precast Prestressed Concrete Floors," *PCI Journal*, V. 46, No. 6, pp. 76-86. doi: 10.15554/pcij.11012001.76.86

Mathey, R. G., and Clifton, J. R., 1976, "Bond of Coated Reinforcing Bars in Concrete," *Journal of the Structural Division*, V. 102, Jan., pp. 215-228. doi: 10.14359/16871

Mattock, A. H., 1959, "Redistribution of Design Bending Moments in Reinforced Concrete Continuous Beams," *Proceedings—Institution of Civil Engineers*, 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. doi: 10.14359/18149

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. doi: 10.14359/51685223

Mattock, A. H., 2001, "Shear Friction and High-Strength Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 98, No. 1, Jan.-Feb., pp. 50-59. doi: 10.14359/10146

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. doi: 10.15554/pcij.03011972.55.75

Mattock, A. H., and Shen, J. F., 1992, "Joints between Reinforced Concrete Members of Similar Depth," *ACI Structural Journal*, V. 89, No. 3, pp. 290-295. doi: 10.14359/3235

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. doi: 10.15554/pcij.03011976.52.77

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. doi: 10.15554/pcij.07011975.76.93

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. doi: 10.14359/8051

Mattock, A. H.; Li, W. K.; and Wang, T. C., 1976b, "Shear Transfer in Lightweight Reinforced Concrete," *PCI Journal*, V. 21, No. 1, Jan.-Feb., pp. 20-39. doi: 10.15554/pcij.01011976.20.39

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. doi: 10.14359/11298

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. doi: 10.14359/8807

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., 291 pp. doi: 10.14359/51685433

Meinheit, D. F., and Jirsa, J. O., 1981, "Shear Strength of R/C Beam-Column Connections," *Journal of the Structural Division*, V. 107, Nov., pp. 2227-2244.

Menn, C., 1986, *Prestressed Concrete Bridges*, B. Birkhäuser, 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. doi: 10.14359/3056

Mirza, S. A.; Lee, P. M.; and Morgan, D. L., 1987, "ACI Stability Resistance Factor for RC Columns," *Journal of Structural Engineering*, 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. doi: 10.14359/1509

Moehle, J. P., 1988, "Strength of Slab-Column Edge Connections," *ACI Structural Journal*, V. 85, No. 1, Jan.-Feb., pp. 89-98. doi: 10.14359/2995

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., and Cavanagh, T., 1985, "Confinement Effectiveness of Crossties in RC," *Journal of Structural Engineering*, V. 111, No. 10, pp. 2105-2120. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1985)111:10(2105)

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*

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

No. 6, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD, 41 pp.

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, 33 pp.

Mitchell, D., and Collins, M. P., 1976, "Detailing for Torsion," *ACI Journal Proceedings*, V. 73, No. 9, Sept., pp. 506-511. doi: 10.14359/11091

Mitchell, D., and Cook, W. D., 1984, "Preventing Progressive Collapse of Slab Structures," *Journal of Structural Engineering*, 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," *Journal of the Structural Division*, V. 104, No. ST7, July, pp. 1159-1165. doi: 10.14359/19419

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. doi: 10.14359/10690

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. doi: 10.14359/2783

Muttoni, A., 2008, "Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs without Shear Reinforcement," *ACI Structural Journal*, V. 105, No. 4, July-Aug., pp. 440-450. doi: 10.14359/19858

Muttoni, A.; Schwartz, J.; and Thürlimann, B., 1997, *Design of Concrete Structures with Stress Fields*, Birkhauser, Boston, MA, 143 pp.

Nakaki, S. D.; Stanton, J. F.; and Sritharan, S., 1999, "An Overview of the PRESSS Five-Story Precast Test Building," *PCI Journal*, V. 44, No. 2, Apr., pp. 26-39. doi: 10.15554/pcij.03011999.26.39

National Transportation Safety Board (NTSB), 2007, "Ceiling Collapse in the Interstate 90 Connector Tunnel, Boston, Massachusetts, July 10, 2006," *Highway Accident Report* NTSB/HAR-07/02, Washington, DC, 120 pp.

NEHRP, 1994, "The NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings," Building Seismic Safety Council, Washington, DC.

Newlon, H. J., and Ozol, A., 1969, "Delayed Expansion of Concrete Delivered by Pumping through Aluminum Pipe Line," Concrete Case Study No. 20; Virginia Highway Research Council, Charlottesville, VA, Oct., 39 pp. doi: 10.14359/16493

Nichols, J. R., 1914, "Statical 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*, V. 102, June, pp. 12291254. doi: 10.14359/51685465

NIST, 2014, "Use of High-Strength Reinforcement in Earthquake-Resistant Concrete Structures," NIST GCR 14-917-30, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD.

NIST, 2017a, "Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings, Part I—General," NIST GCR 17-917-46v1, prepared by the Applied Technology Council for the National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD.

NIST, 2017b, "Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings, Part IIb—Concrete Moment Frames," NIST GCR 17-917-46v3, prepared by the Applied Technology Council for the National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD.

Odello, R. J., and Mehta, B. M., 1967, "Behavior of a Continuous Prestressed Concrete Slab with Drop Panels," *Graduate Student Research Report*, Division of Structural Engineering and Structural Mechanics, University of California, Berkeley, Berkeley, CA, 63 pp. doi: 10.14359/19581

Oesterle, R. G., 1997, "The Role of Concrete Cover in Crack Control Criteria and Corrosion Protection," PCA R&D Serial No. 2054, Portland Cement Association, Skokie, IL, 87 pp. doi: 10.14359/16540

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., 115pp. doi: 10.14359/16580

Olsen, J.; Pregartner, T.; and Lamanna, A. J., 2012, "Basis for Design of Screw Anchors in Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 109, No. 4, July-Aug., pp. 559-568. doi: 10.14359/51683875

Orakcal, K.; Massone, L. M.; and Wallace, J. W., 2009, "Shear Strength of Lightly Reinforced Wall Piers and Spandrels," *ACI Structural Journal*, V. 106, No. 4, July-Aug., pp. 455-465. doi: 10.14359/56611

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. doi: 10.14359/10993

Ospina, C. E., and Alexander, S. D. B., 1998, "Transmission of Interior Concrete Column Loads through Floors," *Journal of Structural Engineering*, V. 124, No. 6, June, pp. 602-610. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1998)124:6(602)

Ožbolt, J.; Eligehausen, R.; Periškić, G.; and Mayer, U., 2007, "3D FE Analysis of Anchor Bolts with Large Embedment Depths," *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. doi: 10.14359/51701132

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. doi: 10.14359/2158

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

Pacific Earthquake Engineering Center, 2017, "Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings," *Report* No. 2017/06, University of California, Berkeley, Berkeley, CA.

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. doi: 10.14359/1515

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. doi: 10.14359/2889

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. 5, pp. 84-110. doi: 10.15554/pcij.09011977.84.110

Parra-Montesinos, G. J., 2006, "Shear Strength of Beams with Deformed Steel Fibers," *Concrete International*, V. 28, No. 11, Nov., pp. 57-66. doi: 10.14359/18323

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. doi: 10.14359/17302

Paulay, T., and Priestley, M. J. N., 1992, *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley and Sons, New York, 768 pp.

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. doi: 10.14359/51702081

Paultre, P., and Légeron, F., 2008, "Confinement Reinforcement Design for Reinforced Concrete Columns," *Journal of Structural Engineering*, 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. doi: 10.14359/17302

PCI, 1993, "Recommended Practice for Design, Manufacture, and Installation of Prestressed Concrete Piling," *PCI Journal*, V. 38, No. 2, Mar.-Apr., pp. 14-41. doi: 10.14359/19099

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. doi: 10.14359/16702

Peiris, C., and Ghali, A., 2012, "Flexural Reinforcement Essential for Punching Shear Resistance of Slabs," *Recent Developments in Reinforced Concrete Slab Analysis, Design and Serviceability*, SP-287, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, May, pp. 1-16. doi: 10.14359/51683860

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. doi: 10.14359/12589

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. doi: 10.14359/10747

Pfeifer, D. W., and Nelson, T. A., 1983, "Tests to Determine the Lateral Distribution of Vertical Loads in a Long-Span Hollow-Core Floor Assembly," *PCI Journal*, V. 28, No. 6, Nov.-Dec., pp. 42-57. doi: 10.15554/pcij.11011983.42.57

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. doi: 10.14359/7795 Pfister, J. F., and Mattock, A. H., 1963, "High Strength

Bars as Concrete Reinforcement, Part 5: Lapped Splices in Concentrically Loaded Columns," *PCA Research and Development Laboratories Bulletin*, V. 5, No. 2, May, pp. 27-40. doi: 10.14359/51685279

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., 91 pp. doi: 10.14359/19326

Portland Cement Association (PCA), 1946, "Design of Deep Girders," IS079D, Portland Cement Association, Skokie, IL, 10 pp. doi: 10.14359/51685151

Portland Cement Association (PCA), 1972, *Handbook of Frame Constants*, Skokie, IL, 1972, 34 pp. doi: 10.14359/16511

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. doi: 10.14359/507

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. doi: 10.15554/pcij.11011999.42.67

Powers, T. C., 1975, "Freezing Effects in Concrete," *Durability of Concrete*, SP-47, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 1-11. doi: 10.14359/17603

Puranam, A., 2018, "Strength and Serviceability of Concrete Elements Reinforced with High-Strength Steel," PhD dissertation, Purdue University, West Lafayette, IN.

Rabbat, B. G.; Kaar, P. H.; Russell, H. G.; and Bruce Jr., R. N., 1979, "Fatigue Tests of Pretensioned Girders with Blanketed and Draped Strands," *PCI Journal*, V. 24, No. 4, July-Aug., pp. 88-114. doi: 10.15554/pcij.07011979.88.114

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-*

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

and-Tie Models, SP-273, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 288 pp.

Reineck, K., and Todisco, L., 2014, "Database of Shear Tests for Non-slender Reinforced Concrete Beams without Stirrups," *ACI Structural Journal*, V. 111, No. 6, pp. 13631372. doi: 10.14359/51686820

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. doi: 10.15554/pcij.07011995.44.61

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. doi: 10.15554/pcij.09011995.68.80

Richart, F. E., 1933, "Reinforced Concrete Column Investigation—Tentative Final Report of Committee 105," *ACI Journal Proceedings*, V. 29, No. 2, Feb., pp. 275-282. doi: 10.14359/8273

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. doi: 10.14359/19264

Roberts-Wollmann, C. L., and Wollmann, G. P., 2008, "Bearing Strength of Unbonded Monostrand Post-Tensioning Anchors in Slab Edges," *PTI Journal*, V. 6, No. 2, Aug., pp. 29-39.

Rogowsky, D. M., and MacGregor, J. G., 1986, "Design of Reinforced Concrete Deep Beams," *Concrete International*, V. 8, No. 8, Aug., pp. 46-58. doi: 10.14359/51685228

Rogowsky, D., and Wight, K., 2010, "Load Factors are Load Factors," *Concrete International*, V. 32, No. 7, July, pp. 75-76.

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. doi: 10.14359/2682

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. doi: 10.15554/pcij.07011997.56.80

Rotz and Reifschneider, 1984, "Experimental Evaluation of Steel Embedments Subjected to Combined Axial and Shear," Bechtel Power Corp., Ann Arbor, MI, 100 pp.

Ruggiero, D. M.; Bentz, E. C.; Calvi, G. M.; and Collins, M. P., 2016, "Shear Response under Reversed Cyclic Loading," *ACI Structural Journal*, V. 113, No. 6, Nov.-Dec., pp. 1313-1324. doi: 10.14359/51689033

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. doi: 10.15554/pcij.09011996.44.65

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. doi: 10.14359/11030

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. doi: 10.14359/7832. Also see discussion," *ACI Journal Proceedings*, V. 62, June 1965, pp. 1807-1810.

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. doi: 10.14359/2705

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. doi: 10.15554/pcij.01011977.52.65

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. doi: 10.14359/8004

Sason, A. S., 1992, "Evaluation of Degree of Rusting on Prestressed Concrete Strand," *PCI Journal*, V. 37, No. 3, May-June, pp. 25-30. doi: 10.15554/pcij.05011992.25.30

SBC, 1999, "Standard Building Code," Southern Building Code Congress International, Inc., Birmingham, AL.

Scanlon, A., and Bischoff, P. H., 2008, "Shrinkage Restraint and Loading History Effects on Deflections of Flexural Members," *ACI Structural Journal*, V. 105, No. 4, July-Aug., pp. 498-506. doi: 10.14359/19864

Schießl, P., and Raupach, M., 1997, "Laboratory Studies and Calculations on the Influence of Crack Widths on Chloride-Induced Corrosion of Steel in Concrete," *ACI Materials Journal*, V. 94, No. 1, Jan.-Feb., pp. 56-62. doi: 10.14359/285

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. doi: 10.15554/pcij.05011987.74.150

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. doi: 10.14359/51685392

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. doi: 10.14359/8105

Seegebrecht, G. W.; Litvan, A.; and And Gebler, S. H., 1989, "Durability of Dry-Mix Shotcrete," *Concrete International*, V. 11, No. 10, Oct., pp. 47-50. doi: 10.14359/2481

Segura, C. L., and Wallace, W. J., 2017, "Seismic Performance Limitations and Detailing of Slender RC Walls," *ACI Structural Journal*, V. 115, No. 3, May-June, pp. 849-859. doi:

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

10.14359/51701918

Segura, C. L., and Wallace, J. W., 2018, "Impact of Geometry and Detailing on Drift Capacity of Slender Walls," *ACI Structural Journal*, V. 115, No. 3, May, pp. 885-895. doi: 10.14359/51702046

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. doi: 10.15554/pcij.02011970.14.36

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. doi: 10.15554/pcij.03011985.56.81

Shao, Y.; Darwin, D.; O'Reilly, M.; Lequesne, R. D.; Ghimire, K.; and Hano, M., 2016, "Anchorage of Conventional and High-Strength Headed Reinforcing Bars," *SM Report* No. 117, University of Kansas Center for Research, Lawrence, KS, Aug., 234 pp. https://kuscholarworks.ku.edu/handle/1808/21738

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. doi: 10.14359/9145

Slavin, C. M., and Ghannoum, W. M., 2015, "Defining Structurally Acceptable Properties of High-Strength Steel Bars through Material and Column Testing, Part I: Material Testing Report," Charles Pankow Foundation RGA #05-14, Aug., 135 pp. doi: 10.14359/51702075

Smith K. N. and Vantsiotis, A. S., 1982, "Shear Strength of Deep Beams," *ACI Journal Proceedings*, V. 79, No. 3, May-June 1982, pp. 201-213. doi: 10.14359/10899

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. doi: 10.15554/pcij.05011974.74.91

Sneed, L. H., and Ramirez, J. A., 2010, "Influence of Effective Depth on Shear Strength of Concrete Beams—Experimental Study," *ACI Structural Journal*, V. 107, No. 5, Sept.-Oct., pp. 554-562. doi: 10.14359/51663906

Sokoli, D., and Ghannoum, W. M., 2016, "High-Strength Reinforcement in Columns under High Shear Stresses," *ACI Structural Journal*, V. 113, No. 3, May-June, pp. 605-614. doi: 10.14359/51688203

Sperry, J.; Darwin, D.; O'Reilly, M.; Lepage, A.; Lequesne, R. D.; Matamoros, A.; Feldman, L. R.; Yasso, S.; Searle, N.; DeRubeis, M.; and Ajaam, A., 2018, "Conventional and High-Strength Steel Hooked Bars: Detailing Effects," *ACI Structural Journal*, V. 115, No. 1, Jan.-Feb., pp. 247-257. doi: 10.14359/51700920

Sperry, J.; Darwin, D.; O'Reilly, M.; Lequesne, R. D.; Yasso, S.; Matamoros, A.; Feldman, L. R.; and Lepage, A., 2017b, "Conventional and High-Strength Hooked Bars— Part 2: Data Analysis," *ACI Structural Journal*, V. 114, No. 1, Jan.-Feb., pp. 267-276. doi: 10.14359/51689457

Sperry, J.; Yasso, S.; Searle, N.; DeRubeis, M.; Darwin, D.; O'Reilly, M.; Matamoros, A.; Feldman, L.; Lepage, A.; Lequesne, R.; and Ajaam, A., 2017a, "Conventional and High-Strength Hooked Bars—Part 1: Anchorage Tests," *ACI Structural Journal*, V. 114, No. 1, Jan.-Feb., pp. 255-266. doi: 10.14359/5168945 6

Spragg, R. P.; Castro, J.; Li, W.; Pour-Ghaz, M.; Huang, P.-T.; and Weiss, J., 2011, "Wetting and Drying of Concrete in the Using Aqueous Solutions Containing Deicing Salt," *Cement and Concrete Composites*, V. 33, No. 5, May, pp. 535-542. doi: 10.1016/j.cemconcomp.2011.02.009

Sritharan, S.; Beyer, K.; Henry, R. S.; Chai, Y. H.; Kowalsky, M.; and Bull, D., 2014, "Understanding Poor Seismic Performance of Concrete Walls and Design Implications," *Earthquake Spectra*, V. 30, No. 1, pp. 307-334. doi: 10.1193/021713EQS036M

Sritharan, S.; Cox, A. M.; Huang, J.; Suleiman, M.; and Arulmoli, K., 2016, "Minimum Confinement Reinforcement for Prestressed Concrete Piles and a Rational Seismic Design Framework," *PCI Journal*, V. 61, No. 1, pp. 51-69. doi: 10.15554/pcij.01012016.51.69

Stanton, J. F., 1987, "Proposed Design Rules for Load Distribution in Precast Concrete Decks," *ACI Structural Journal*, V. 84, No. 5, Sept.-Oct., pp. 371-382. doi: 10.14359/1683

Stanton, J. F., 1992, "Response of Hollow-Core Floors to Concentrated Loads," *PCI Journal*, V. 37, No. 4, July-Aug., pp. 98-113. doi: 10.15554/pcij.07011992.98.113

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. doi: 10.14359/16496

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. doi: 10.14359/1145

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 of the Second International Symposium on High-Strength Concrete*, SP-121, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 61-87. doi: 10.14359/2791

Tan, K. H.; Kong, F. K.; Teng, S.; and Wang L. W., 1997, "Effect of Web Reinforcement on High Strength Concrete Deep Beams," *ACI Structural Journal*, V. 94, No. 5, Sept.-Oct., pp 572-582. doi: 10.14359/506

Taylor, C. P.; Cote, P. A.; and Wallace, J. W., 1998, "Design of Slender Reinforced Concrete Walls with Openings," *ACI Structural Journal*, V. 95, No. 4, July-Aug., pp. 420-433. doi: 10.14359/558

TBI, 2017, "Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings," *Report* No. 2017/06, Pacific Earthquake Engineering Center, University of California, Berkeley, Berkeley, CA, May, 147 pp.

Tepke, D.; Trejo, D.; and Isgor, B., eds., 2016, *Chloride Thresholds and Limits for New Construction*, SP-308, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

Thompson, K. J., and Park, R., 1980, "Seismic Response of Partially Prestressed Concrete," *Journal of the Structural Division*, 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. doi: 10.14359/15087

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. doi: 10.14359/15185

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. doi: 10.14359/14788

Thomsen IV, J. H., and Wallace, J. W., 2004, "Displacement-Based Design of Slender Reinforced Concrete Structural Walls—Experimental Verification," *Journal of Structural Engineering*, V. 130, No. 4, pp. 618-630. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:4(618)

To, N. H. T.; Sritharan, S.; and Ingham, J., 2009, "Strut-and-Tie Nonlinear Cyclic Analysis of Concrete Frames," *Journal of Structural Engineering*, V. 135, No. 10, pp. 12591268. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2009)135:10(1259)

Treece, 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. doi: 10.14359/2341

Tuchscherer, R. G.; Birrcher, D. B.; Huizinga, M. H.; and Bayrak, O., 2010, "Confinement of Deep Beam Nodal Regions," *ACI Structural Journal*, V. 107, No. 6, Nov.-Dec., pp. 709-717. doi: 10.14359/51664019

Umehara, H., and Jirsa, J. O., 1984, "Short Rectangular RC Columns Under Bidirectional Loadings," *Journal of Structural Engineering*, V. 110, No. 3, pp. 605-618. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1984)110:3(605)

Uzel, A.; Podgorniak, B.; Bentz, E.; and Collins, M., 2011, "Design of Large Footings for One-Way Shear," *ACI Structural Journal*, V. 108, No. 2, pp. 131-138. doi: 10.14359/51664247

Vanderbilt, M. D., 1972, "Shear Strength of Continuous Plates," *Journal of the Structural Division*, V. 98, May, pp. 961-973. doi: 10.14359/51685238

Vanderbilt, M. D., and Corley, W. G., 1983, "Frame Analysis of Concrete Buildings," *Concrete International*, V. 5, No. 12, Dec., pp. 33-43. doi: 10.14359/9202

Vanderbilt, M. D.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., 1969, "Test of a Modified Reinforced Concrete Two-Way Slab," *Journal of the Structural Division*, V. 95, No. ST6, June, pp. 1097-1116.

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. doi: 10.14359/1272

Vu, S.; Li, N. B.; and Beyer, K., 2014, "Effective Stiffness of Reinforced Concrete Coupling Beams," *Engineering Structures*, V. 76, pp. 371-382. doi: 10.1016/j.engstruct.2014.07.014

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., 1998, "Behavior and Design of High-Strength RC Walls," *High-Strength Concrete in Seismic Regions*, SP-176, C. W. French and M. E. Kreger, eds., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 259-279. doi: 10.14359/5903

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. doi: 10.14359/12119

Wallace, J. W.; Massone, L. M.; Bonelli, P.; Dragovich, J.; Lagos, R.; Lüders, C.; and Moehle, J. P., 2012, "Damage and Implications for Seismic Design of RC Structural Wall Buildings," *Earthquake Spectra*, V. 28, pp. 281-299. doi: 10.1193/1.4000047

Wallace, J.; Segura, C.; and Tran, T., 2013, "Shear Design of Structural Walls," Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council Annual Meeting, 13 pp.

Watson, S.; Zahn, F. A.; and Park, R., 1994, "Confining Reinforcement for Concrete Columns," *Journal of Structural Engineering*, V. 120, No. 6, June, pp. 1798-1824. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1994)120:6(1798)

Weber-Kamin, A. S.; Lequesne, R. D.; and Lepage, A., 2019, "RC Coupling Beams with High-Strength Steel Bars: Summary of Test Results," *SL Report 19-1*, The University of Kansas Center for Research, Inc., Lawrence, KS, Jan., 133 pp. http://hdl.handle.net/1808/27676

Welt, T. S., 2015, "Detailing for Compression in Reinforced Concrete Wall Boundary Elements: Experiments, Simulations, and Design Recommendations," PhD dissertation, University of Illinois at Urbana-Champaign, Champaign, IL, 530 pp.

Welt, T. S.; Massone, L. M.; LaFave, J. M.; Lehman, D. E.; McCabe, S. L.; and Polanco, P., 2017, "Confinement Behavior of Rectangular Reinforced Concrete Prisms Simulating Wall Boundary Elements," *Journal of Structural Engineering*, V. 143, No. 4, p. 04016204 doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001682

West, J. S.; Innocenzi, M. J.; Ulloa, F. V.; and Poston, R. W., 2008, "Assessing Vibrations," *Concrete International*, V. 30, No. 10, Oct., pp. 43-49. doi: 10.14359/19985

Widianto; Bayrak, O.; and Jirsa, J. O., 2009, "Two-Way Shear Strength of Slab-Column Connections: Reexamination of ACI 318 Provisions," *ACI Structural Journal*, V. 106, No. 2, Mar.-Apr., pp. 160-170. doi: 10.14359/56354

Wilford, M. R., and Young, P., 2006, *A Design Guide for Footfall Induced Vibration of Structures*, The Concrete Centre, Surrey, UK, 83 pp.

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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

Hills, MI, pp. 35-49. doi: 10.14359/17764

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. doi: 10.15554/pcij.01012000.50.65

Wyllie Jr., L. A., 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. doi: 10.14359/16666

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. doi: 10.14359/2984

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. doi:10.14359/2876 Zhang, L., 2015, "Testing Air Content of Dry-Mix Shotcrete," *Shotcrete*, V. 17, No. 2, pp. 22-24.

Zhang, Y.; Klingner, R. E.; and Graves III, H. L., 2001, "Seismic Response of Multiple-Anchor Connections to Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 98, No. 6, Nov.-Dec., pp. 811-822. doi: 10.14359/10748

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, 79 pp. doi: 10.14359/51685438

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. 34-42. doi: 10.15554/pcij.05012004.34.42

Zsutty, T. C., 1971, "Shear Strength Prediction for Separate Categories of Simple Beams Tests," *ACI Journal Proceedings*, V. 68, No. 2, Feb., pp. 138-143. doi: 10.14359/11300

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

NOTAS

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

GLOSARIO UNIFICADO DE TÉRMINOS UTILIZADOS EN TRADUCCIONES DE DOCUMENTOS DEL ACI

GLOSARIO INGLÉS-ESPAÑOL

ENGLISH GLOSSARY	GLOSARIO EN ESPAÑOL
–A–	
Abrasion	Abrasión
Accelerated curing	Curado acelerado
Accelerated strength test	Ensayo acelerado de resistencia
Accelerating admixture	Aditivo acelerante
Acceptable	Aceptable
Acceptance	Aprobación
Acceptance of concrete	Aceptación del concreto
Accepted	Aceptado
ACI (American Concrete Institute)	ACI (Instituto americano del concreto)
ACI Adhesive Anchor Installer Certification	Certificación de Instalador de Anclajes Adheridos del ACI
ACI Adhesive Anchor Installation Inspector Certification	Certificación de Inspector de Instalación de Anclajes Adheridos del ACI
ACI Anchor Installation Inspector	Inspector de Instalación de Anclajes del ACI
ACI Concrete Field-Testing Technician Grade 1	Técnico ACI Grado 1 en Ensayos de Concreto en Obra
ACI Concrete Laboratory Testing Technician Grade 1	Técnico ACI Grado 1 en Ensayos de Concreto en el Laboratorio
ACI Concrete Laboratory Testing Technician Grade 2	Técnico ACI Grado 2 en Ensayos de Concreto en el Laboratorio
ACI Flatwork Concrete Finisher/Technician	Técnico/Experto ACI en Afinado de Concreto
ACI Inspector Certification Program – Special Inspector	Inspector Especial del Programa de Certificación de Inspectores del ACI
ACI Concrete Strength Testing Technician	Técnico ACI en Ensayos de Resistencia de Concreto
ACI Flatwork Technician as defined in ACI CP 10	Técnico ACI en Afinados de acuerdo con lo establecido en ACI CP 10
Actual breaking strength	Resistencia a la rotura real
Adequacy	Idoneidad
Adhesive	Adhesivo
Adhesive anchor	Anclaje adherido
Admixture	Aditivo
Aggregate	Agregado
Aggregate nominal maximum size	Máximo tamaño nominal del agregado
Aggregate transfer finish	Acabado con transferencia de agregado
Air content test	Ensayo de contenido de aire
Air entrainment	Aire incorporado
Air-entraining admixture	Aditivo incorporador de aire
All-lightweight concrete	Concreto completamente liviano
Alternate design method	Método alternativo de diseño
Alternative load and strength reduction factors	Factores de carga y de reducción de la resistencia alternativos
Alternative provisions for reinforced and prestressed concrete	Disposiciones alternativas para concreto reforzado y preesforzado
Aluminum conduit or pipe	Tubo o conducto de aluminio
American Concrete Institute (ACI)	Instituto Americano del Concreto (ACI)
American Society for Testing and Materials (ASTM)	Sociedad Americana para Ensayos y Materiales (ASTM)
American Society of Civil Engineers (ASCE)	Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE)
American Welding Society (AWS)	Sociedad Americana de Soldadura (AWS)
Analysis and design	Análisis y diseño,

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

ENGLISH GLOSSARY	GLOSARIO EN ESPAÑOL
Analysis method	Método de análisis
Analytical evaluation	Evaluación analítica
Anchor	Anclaje
Anchor expansion sleeve	Camisa de expansión del elemento de anclaje
Anchor group	Grupo de anclajes
Anchor to concrete	Anclaje al concreto
Anchorage	Anclaje
Anchorage development	Desarrollo del anclaje
Anchorage device	Dispositivo de anclaje
Anchorage set	Asentamiento del anclaje
Anchorage zone	Zona de anclaje
Applied finish	Acabado aplicado
Architect/Engineer (Engineer or Architect, Engineer/Architect)	Profesional facultado para diseñar
Architectural concrete	Concreto arquitectónico
Architectural finish	Acabado arquitectónico
ASCE (American Society of Civil Engineers)	ASCE (Sociedad Americana de Ingenieros Civiles)
Assigned to SDC	Asignado a una CDS
ASTM International (Formerly, American Society for Testing and Materials)	ASTM Internacional (Antiguamente, Sociedad Americana para Ensayos y Materiales)
As-cast finish	Acabados sin alteración
Aspect ratio	Relación de aspecto
Attachment	Fijación
Augered piles	Pilotes de tornillo (Augered piles)
Auxiliary member	Miembro auxiliar
AWS (American Welding Society)	AWS (Sociedad Americana de Soldadura)
Axial load	Carga axial
Axially loaded member	Miembro cargado axialmente
Axis	Eje
–B–	
Backshores	Puntales temporales
Baffle	Deflector
Bar	Barra
Bar mat	Parrilla de barras
Base of structure	Base de la estructura
Basic monostrand anchorage device	Dispositivo básico de anclaje para un torón
Basic multi-strand anchorage device	Dispositivo básico de anclaje para varios torones
Batch	Tanda
Beam	Viga
Beam grade-wall	Viga muro sobre el terreno
Beam stem	Alma de la viga
Beam-column frame	Pórtico viga-columna,
Bearing design	Diseño de los apoyos
Bearing element	Elemento de apoyo
Bearing failure	Falla por aplastamiento
Bearing pad	Almohadilla de apoyo
Bearing strength	Resistencia al aplastamiento
Bearing stress	Esfuerzo de aplastamiento
Bearing wall	Muro de carga
Belt conveyor	Banda transportadora
Bend test	Ensayo de doblado
Bending	Flexión
Bending of reinforcement	Doblado del refuerzo

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

ENGLISH GLOSSARY	GLOSARIO EN ESPAÑOL
Bevel	Bisel
Biaxial bending	Flexión biaxial
Billet-steel	Acero de lingote
Blast finish	Acabado con chorro
Bleeding	Exudación
Blended cement	Cemento adicionado
Bond	Adherencia
Bonded joint	Junta adherida
Bonded reinforcement	Refuerzo adherido
Bonded tendon	Tendón de preesfuerzo adherido
Bonding grout	Lechada de cemento de adherencia
Bottle-shaped strut	Puntal en forma de botella
Boundary element	Elemento de borde
Boundary strut	Puntal de borde
Box girder	Viga cajón
Brace	Arriostramiento
Braced frame	Pórtico arriostrado
Bracket	Ménsula
Breaking strength	Resistencia a la rotura
B-region	Región-B
Brittle steel element	Elemento frágil de acero
Broom	Escoba
Broom or belt finish	Acabado con escoba o correa
Builder	Constructor
Building code	Reglamento de construcción
Building official	Autoridad Competente
Bull-float	Llana con cabo
Bundled bars	Paquete de barras
Burlap	Yute
Burlap belt	Correa de yute
Bursting	Estallido del concreto
Bush hammer	Bujarda
Buttress	Contrafuerte
–C–	
Caisson	Cajón de cimentación
Calcium chloride	Cloruro de calcio
Calculations	Cálculos, memoria de cálculos
Camber	Contraflecha
Capping (cap a cylinder)	Refrentado
Cased cast-in-place concrete piles	Pilotes de concreto construidos en sitio con camisa permanente
Cast-in anchor	Anclaje pre-instalado
Cast-in-place	Concreto construido en sitio
Cast-in-place composite-topping slab	Losa con afinado compuesto construido en sitio
Cast-in-place concrete	Concreto construido en sitio
Caulking	Sellante
Cement	Cemento
Cementitious material	Material cementante
Chamfer	Chaflán
Check test	Ensayo de verificación
Chloride	Cloruro
Chloride admixture	Aditivo con cloruros
Chloride-ion content	Contenido de ion cloruro

aci American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

ENGLISH GLOSSARY	GLOSARIO EN ESPAÑOL
Chute	Canal
Closure strip	Franja de cierre
Coated reinforcement	Refuerzo recubierto
Coated ties	Amarres recubiertos
Code	Reglamento
COE/CRD – U. S. Army Corps of Engineers	COE/CRD – Cuerpo de ingenieros del ejército de los Estados Unidos
Cold joint	Junta fría
Cold weather	Clima frío
Cold weather construction	Construcción en clima frío
Cold weather requirements	Requisitos para clima frío
Collector element	Elemento colector
Column	Columna
Column line	Eje de columnas
Column reinforcement splice	Empalme del refuerzo en columnas
Column special reinforcement details	Detalles especiales del refuerzo para columnas
Column steel cores	Núcleos de acero para columnas
Column strip	Franja de columnas
Combined footing	Zapata combinada
Combined mat	Losa de cimentación combinada
Combined stress	Esfuerzo combinado
Commercially manufactured accessory	Accesorio fabricado comercialmente
Composite compression member	Miembro compuesto a compresión
Composite concrete flexural member	Miembro compuesto de concreto a flexión
Composite construction	Construcción compuesta
Composite construction (concrete and steel)	Construcción compuesta (concreto y acero),
Composite construction (concrete to concrete)	Construcción compuesta (concreto con concreto),
Composite flexural member	Miembro compuesto a flexión
Composite sample	Conjunto de muestras
Compression control strain	Deformación unitaria de control por compresión
Compression member	Miembro a compresión
Compression member moment magnification to account for slenderness effects	Magnificador de momentos para miembros a compresión para tener en cuenta los efectos de esbeltez
Compression member slenderness effects	Efectos de esbeltez en miembros a compresión
Compression-controlled section	Sección controlada por compresión
Compression-controlled strain limit	Límite de la deformación unitaria controlada por compresión
Compressive strength	Resistencia a la compresión
Computer program	Programa de computador
Concrete	Concreto
Concrete breakout strength	Resistencia al arrancamiento del concreto
Concrete construction	Construcción en concreto
Concrete conveying	Transporte del concreto
Concrete cover	Recubrimiento de concreto
Concrete curing	Curado del concreto
Concrete depositing	Colocación del concreto
Concrete encased structural steel core	Núcleo de concreto confinado en acero estructural
Concrete evaluation and acceptance	Evaluación y aceptación del concreto
Concrete mixing	Mezclado del concreto
Concrete proportioning	Dosificación del concreto
Concrete pryout strength	Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje
Concrete quality	Calidad del concreto

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

ENGLISH GLOSSARY	GLOSARIO EN ESPAÑOL
Concrete shear strength in nonprestressed member	Resistencia a cortante del concreto en miembro no preesforzado
Concrete shear strength in prestressed member	Resistencia a cortante del concreto en miembro preesforzado
Concrete slab	Losa de concreto
Concrete strength	Resistencia del concreto
Concrete tensile strength	Resistencia a la tracción del concreto
Confinement region	Región confinada
Connection	Conexión
Consolidation	Consolidación
Construction joint	Junta de construcción
Construction load	Carga de construcción
Construction project	Proyecto de construcción
Continuous construction	Estructuras estáticamente indeterminadas
Contour	Contorno
Contract documents	Documentos contractuales
Contraction joint	Junta de contracción
Contractor	Contratista
Control of deflections	Control de deflexiones
Conveying concrete	Transporte del concreto
Conveying equipment	Equipo de transporte del concreto
Conveyor	Equipo transportador
Corbel	Ménsula
Core drill	Taladro de núcleos
Core test	Ensayo de núcleos
Cork-floated finish	Acabado con llana de corcho
Corrosion	Corrosión
Corrosion protection	Protección contra la corrosión
Corrosion protection for unbonded prestressing tendons	Protección contra la corrosión de tendones no adheridos de preesfuerzo
Corrosion protection of reinforcement	Protección contra la corrosión del refuerzo
Cotton duck fabric	Tejido de algodon
Coupler	Acople
Cover	Recubrimiento
Cover requirement	Requisito de recubrimiento
Creep	Flujo plástico
Crosstie	Gancho suplementario
CRSI – Concrete Reinforcing Steel Institute	CRSI – Instituto del acero de refuerzo para concreto
Curing	Curado
Curvature friction	Fricción por curvatura
Cyclic test	Ensayo cíclico
Cylinder testing	Ensayo de cilindro
–D–	
Dead load	Carga muerta
Deep flexural member	Miembro de gran altura a flexión
Defect	Defecto
Definition	Definición
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

aci American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

ENGLISH GLOSSARY	GLOSARIO EN ESPAÑOL
Deicing chemical	Químico descongelante
Deicing salt	Sal descongelante
Deleterious	Perjudicial
Density	Densidad
Depositing concrete	Colocación del concreto
Depth	Altura de la sección
Design	Diseño
Design assumption	Suposición de diseño
Design dimension	Dimensión 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 zone	Diseño de la zona de anclaje
Design of formwork	Diseño de la cimbra y el encofrado
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
Design strip	Franja de diseño
Designated to SDC	Designado en CDS
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 anchorage	Desarrollo de anclaje mecánico
Development of mechanical splice for reinforcement	Desarrollo de empalme mecánico para 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 hook	Desarrollo del gancho del refuerzo
Development of reinforcement mechanical anchorage	Desarrollo de anclaje mecánico del refuerzo
Development of splices	Desarrollo de empalmes
Development of web reinforcement	Desarrollo del refuerzo en el alma
Dimensioning	Diseño
Discharge	Descargar
Discharge baffle	Deflector
Discontinuity	Discontinuidad
Distance between lateral supports for flexural members	Distancia entre soportes laterales de los miembros a flexión
Distribution of flexural reinforcement in one-way slabs	Distribución del refuerzo a flexión en losas en una dirección

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

ENGLISH GLOSSARY	GLOSARIO EN ESPAÑOL
Distribution of forces in precast concrete	Distribución de las fuerzas en concreto prefabricado
Double tee beam	Viga doble T
Dowel	Espigo
Drawings	Planos
Drawings and specifications	Planos y especificaciones
Dry-shake finish	Acabado de lanzamiento en seco
D-region	Región-D
Drilled pier	Pila excavada
Drilled pile	Pilote excavado
Drop panel	Ábaco
Duct	Ducto de postensado
Duct spacing limit	Límite del espaciamiento de ductos
Ductile connection	Conexión dúctil
Ductile steel	Acero dúctil
Durability	Durabilidad
Durability requirement	Requisito de durabilidad
–E–	
Earth pressure	Empuje de tierra
Earthquake effects	Efectos sísmicos
Earthquake load	Fuerza sísmica
Earthquake resistant	Sismo resistente
Earthquake resistant structure	Estructura sismo resistente
Edge distance	Distancia al borde
Edge form	Testero
Effect on formwork of concrete placing rate	Efecto en la cimbra y el encofrado de la velocidad de colocación del concreto
Effect on stiffness of haunches	Efecto de las cartelas en la rigidez
Effective depth of section (*d*)	Altura útil de la sección (*d*)
Effective embedment depth	Profundidad efectiva de embebido
Effective length	Longitud no apoyada
Effective length of compression member	Longitud efectiva del miembro a compresión
Effective prestress	Preesforzado efectivo
Efflux time	Tiempo de vertido
Elastic analysis	Análisis elástico
Embedded	Embebido
Embedded conduit	Conducto embebido
Embedded conduit and pipe	Conducto y tubo embebido
Embedded pipe	Tubería embebida
Embedded service duct	Ducto de servicio embebido
Embedment	Inserto embebido
Embedment length	Longitud embebida
Empirical design	Diseño empírico
End bearing splice	Empalme a tope
Energy dissipation capacity or "toughness"	Capacidad de disipación de energía o "tenacidad"
Epoxy-coated reinforcement	Refuerzo con recubrimiento epóxico
Equilibrium density	Densidad de equilibrio
Equipment	Equipo
Equivalent column in slab design	Columna equivalente en el diseño de losas
Equivalent diameter of bundle	Diámetro equivalente de un paquete
Equivalent frame method	Método del pórtico equivalente
Evaluation and acceptance of concrete	Evaluación y aceptación del concreto
Expanding admixture	Aditivo expansivo
Expansion anchor	Anclaje de expansión

aci American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

ENGLISH GLOSSARY	GLOSARIO EN ESPAÑOL
Expansion joint filler	Masilla para juntas de expansión
Expansion joint material	Material para junta de expansión
Expansion sleeve	Camisa de expansión
Expansive cement	Cemento expansivo
Experimental analysis	Análisis experimental
Exposed aggregate finish	Acabado de agregado expuesto
Exposed to public view	A la vista
Exposure	Exposición
Exposure cover requirement	Requisito de recubrimiento según la exposición
Exposure special requirement	Requisito especial de exposición
External post-tensioning	Postensado externo
Extreme tension steel	Acero extremo en tracción
–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 combination	Combinación de mayoración de carga
Factored loads and forces	Cargas y fuerzas mayoradas
Fastener	Abrazadera
Field test	Ensayos de campo
Field-cured cylinder	Cilindro curado en obra
Field-cured specimen	Probeta curada en obra
Finish	Acabado
Finishing of concrete	Acabado del concreto
Fixed anchorage	Anclaje fijo en postensado
Flange	Ala
Flat plate	Placa plana
Flat slab	Losa plana
Flatness	Planitud (flatness)
Flatwork contractor	Contratista de pisos
Flexural and compression member	Miembro sometido a flexión y compresión
Flexural member of special moment frame	Miembro a flexión en pórtico especial resistente 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 preesforzado
Float	Llana
Float finish	Acabado con llana
Floor finish	Acabado de piso
Floor	Piso
Flowing concrete	Concreto fluido
Fly ash	Ceniza volante
Folded plate	Losa plegada
Footing	Zapata
Form liner	Revestimiento interno del encofrado
Form ties	Amarres internos del encofrado
Form removal	Descimbrado
Formed surface	Superficie construida con encofrado
Forms	Encofrados
Formwork	Cimbra y encofrado

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

ENGLISH GLOSSARY	GLOSARIO EN ESPAÑOL
Formwork drawings	Planos de cimbra y encofrado
Formwork facing material	Material del encofrado en contacto con el concreto
Formwork release agent	Desmoldante
Formwork removal	Desencofrado y descimbrado
Foundation	Cimentación
Foundation seismic ties	Amarres sísmicos de cimentación
Fractile	Percentil
Frame	Pórtico (o en algunos casos Estructura)
Frame members	Miembros de pórticos o miembros estructurales
Frames	Pórticos
Frames and continuous construction	Pórticos y construcción continua
Framing	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
General principle	Principio general
General requirements in seismic design	Requisitos generales en diseño sísmico
Girder	Viga maestra
Grade beam	Viga de cimentación
Grade wall	Muro empleado como viga de cimentación
Gross section	Sección bruta
Ground-granulated blast-furnace slag	Escoria molida granulada de alto horno
Grout	Mortero de inyección
Grout for bonded tendons	Mortero de inyección para tendones adheridos
Grouting	Mortero de inyección
Grout-cleaned finish	Acabado limpiado con mortero
–H–	
Handling	Manejo
Hanger	Tensor
Hanger reinforcement	Estribos adicionales para vigas colgadas
Hand wire brush	Cepillo manual de alambre
Hardened concrete	Concreto endurecido
Haunch	Cartela
Headed bar	Barra con cabeza
Headed bolt	Tornillo con cabeza
Headed deformed bar	Barra corrugada con cabeza
Headed stud	Perno con cabeza
Headed shear stud reinforcement	Perno con cabeza para refuerzo de cortante
Heat of hydration	Calor de hidratación
Heavy duty service	Servicio pesado
Heavyweight shielding concrete	Concreto pesado de escudo
High-early-strength cement	Cemento de alta resistencia inicial
High-early-strength concrete	Concreto de alta resistencia inicial
Hollow-core slab	Losa alveolar
Hook	Gancho
Hooked bolt	Tornillo con gancho
Hoop	Estribo cerrado de confinamiento
Hopper	Tolva
Horizontal and upwardly inclined anchor	Anclajes horizontales e inclinados hacia arriba

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

ENGLISH GLOSSARY	GLOSARIO EN ESPAÑOL
Horizontal shear strength	Resistencia al cortante horizontal
Hot weather	Clima cálido
Hot weather construction	Construcción en clima cálido
Hot weather requirements	Requisitos para clima cálido
–I–	
Impact	Impacto
Inelastic analysis	Análisis inelástico
Initial setting	Endurecimiento inicial
Inspection	Inspección
Inspector	Inspector
Installation of anchors	Instalación de anclajes
Insulating concrete	Concreto aislante
Insulating forms	Encofrados aislantes
Interaction of tensile and shear forces	Interacción de las fuerzas de tracción y cortante
Interior strut	Puntal interior
Interlock	Trabazón
Intermediate anchorage	Anclaje intermedio
Immediate deflections	Deflexiones inmediatas
Intermediate moment frame	Pórtico intermedio resistente a momentos
Intermediate precast structural wall	Muro estructural intermedio prefabricado
Isolated beam	Viga aislada
Isolation joint	Junta de expansión
–J–	
Jack	Gato
Jack clearance	Espacio libre para el gato
Jacking	Gateo
Jacking force	Fuerza del gato de tensionamiento
Joint	Junta
Joint in structural plain concrete	Junta en concreto estructural simple
Joint of special moment frame	Nudo en pórtico especial resistente a momento
Joist	Vigueta
Joist construction	Construcción con nervaduras o viguetas
–K–	
Keyway	Llave biselada
–L–	
Laboratory test	Ensayo de laboratorio
Laboratory-cured specimen	Probeta curada en laboratorio
Laitance	Lechada
Lap splice	Empalme por traslapo
Lateral liquid pressure	Presión hidrostática lateral
Lateral reinforcement	Refuerzo transversal
Lateral reinforcement for compression members	Refuerzo transversal en miembros a compresión
Lateral reinforcement for flexural members	Refuerzo transversal en miembros a flexión
Lateral support	Apoyo lateral
Lateral-force resisting system	Sistema resistente a fuerzas laterales
Levelness	Horizontalidad (levelness)
Licensed design engineer	Ingeniero facultado para diseñar
Licensed design professional	Profesional facultado para diseñar
Lightweight aggregate	Agregado liviano
Lightweight aggregate concrete	Concreto con agregado liviano
Lightweight concrete	Concreto liviano
Lightweight concrete splitting tensile strength	Resistencia por hendimiento del concreto liviano
Lightweight structural concrete	Concreto estructural liviano

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

ENGLISH GLOSSARY	GLOSARIO EN ESPAÑOL
Limit state	Estado límite
Limits for reinforcement in compression members	Límites del refuerzo en miembros a compresión
Limits for reinforcement in flexural members	Límites del refuerzo en miembros a flexión
Limits for reinforcement in prestressed concrete flexural members	Límites del refuerzo en miembros de concreto preesforzado a flexión
Line load	Carga distribuida linealmente
Live load	Carga viva
Live load arrangement	Disposición de la carga viva
Load	Carga
Load factor	Factor de carga
Load test	Prueba de carga
Load tests loading criteria	Procedimiento de carga en pruebas de carga
Loading	Cargas
Loads and reactions in footings	Cargas y reacciones en las zapatas
Long-term deflection	Deflexión a largo plazo
Loss of prestress	Pérdidas de preesfuerzo
Lower load rating	Aceptación de cargas de servicio menores
Low relaxation prestress reinforcement	Refuerzo de preesforzado de baja relajación
Low-slump concrete	Concreto de bajo asentamiento
Low-strength concrete	Concreto de baja resistencia
–M–	
Magnified moments	Momentos magnificados
Mandrel	Mandril
Manufacturer's Printed Installation Instructions (MPII)	Instrucciones de instalación impresas del fabricante (IIIF)
Mass concrete	Concreto masivo
Mat	Losa de cimentación
Matching sample finish	Acabado según muestra
Materials	Materiales
Materials storage	Almacenamiento de materiales
Materials tests	Ensayos de los materiales
Maximum deflection	Deflexión máxima
Measurement of prestressing force	Medición de la fuerza de preesfuerzo
Mechanical anchorage	Anclaje mecánico
Mechanical splice	Empalme mecánico
Mechanical splice for reinforcement	Empalme mecánico del refuerzo
Member	Miembro
Metal cased concrete piles	Pilotes de concreto con camisa metálica
Middle strip	Franja central
Mill scale	Escoria de fundición
Mill tests	Ensayos de producción
Minimum bonded reinforcement	Refuerzo mínimo adherido
Minimum depth in footing	Mínimo espesor de la zapata
Minimum reinforcement	Refuerzo mínimo
Minimum reinforcement in flexural member	Refuerzo mínimo en miembro a flexión
Minimum shear reinforcement	Refuerzo mínimo a cortante
Minimum thickness	Espesor mínimo
Mix	Mezcla
Mix proportioning	Dosificación de la mezcla
Mixing	Mezclado
Mixing and placing equipment	Equipo de mezclado y colocación
Mixing concrete	Mezclado del concreto
Mixing and placing	Mezclado y colocación,
Mixture proportioning	Dosificación de la mezcla

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

ENGLISH GLOSSARY	GLOSARIO EN ESPAÑOL
Model analysis	Análisis con modelos
Model codes	Reglamentos modelo de construcción
Modulus of elasticity	Módulo de elasticidad
Mold specimen	Fabricar la probeta
Moment	Momento
Moment frame	Pórtico resistente a momentos
Moment magnification	Magnificación de momentos
Moment magnification to account for slenderness effects in compression members	Magnificación de los momentos para tener en cuenta los efectos de esbeltez en miembros a compresión
Moment magnifier	Magnificador de momentos
Moment redistribution	Redistribución de momentos
Moment resisting frame	Pórtico resistente a momentos
Moment transfer	Transferencia de momentos
Monostrand tendon	Tendón de un torón
Mud mat	Mortero de limpieza
Multi-strand tendon	Tendón de varios torones
–N–	
Negative moment redistribution	Redistribución de momentos negativos
Negative moment reinforcement	Refuerzo para momento negativo
Negative moment reinforcement development	Desarrollo del refuerzo a momentos negativo
Negative moment	Momento negativo
Negative reinforcement	Refuerzo negativo
Net tensile strain	Deformación unitaria neta de tracción
Nodal zone	Zona nodal
Node	Nodo
Nominal strength	Resistencia nominal
Nondestructive test	Ensayo no destructivo
Nonlinear response	Respuesta no lineal
Nonlinear response history analysis	Análisis no lineal de historia de la repuesta
Nonprestressed concrete construction	Construcción en concreto no preesforzado
Nonprestressed concrete construction deflection	Deflexión en construcción de concreto no preesforzado
Nonprestressed flexural member	Miembro no preesforzados a flexión
Nonslip finish	Acabado antideslizante
Nonspecified finish	Acabado no especificado
Nonsway frame	Estructura sin desplazamiento lateral
Normal weight concrete	Concreto de peso normal
Notation	Notación
NRMCA – National Ready Mixed Concrete Association	NRMCA – Asociación nacional de concreto premezclado
–O–	
Offset bars	Barras dobladas por cambio de sección
Offset method	Método del corrimiento
Opening in slab	Abertura en losa
Opening in two-way slab	Abertura en losa en dos direcciones
Ordinary moment frame	Pórtico ordinario resistente a momentos
Ordinary reinforced concrete structural wall	Muro estructural ordinario de concreto reforzado
Ordinary slab	Losa común
Ordinary structural plain concrete structural wall	Muro estructural ordinario de concreto simple
Owner	Propietario
–P–	
Panel	Panel
Pedestal	Pedestal
Performance	Desempeño
Permanent steel casing	Camisa permanente de acero

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

ENGLISH GLOSSARY	GLOSARIO EN ESPAÑOL
Permissible service load stresses	Esfuerzos admisibles para cargas de servicio
Permissible stresses	Esfuerzos admisibles
Permissible stresses in prestressed concrete flexural member	Esfuerzos admisibles en miembro de concreto preesforzado a flexión
Permissible stresses in prestressed tendon	Esfuerzos admisibles en tendón de preesfuerzo.
Permitted	Permitido
Pier	Pila
Pile	Pilote
Pile cap	Cabezal de pilotes
Pipe	Tubo
Pipe column	Columna de tubo de acero
Pipe (tubing)	Tubería estructural
Place of deposit	Lugar de colocación
Placing	Colocado
Placing of concrete	Colocación del concreto
Placing equipment	Equipo de colocación
Placing rate	Velocidad de colocación
Placing welding of reinforcement	Soldadura de ensamblaje del refuerzo
Plain bar	Barra lisa
Plain concrete	Concreto simple
Plain mass concrete	Concreto simple masivo
Plain reinforcement	Refuerzo liso
Plain structural concrete	Concreto simple estructural
Plain welded wire reinforcement	Refuerzo electrosoldado de alambre liso
Plastic hinge region	Región de articulación plástica
Plywood	Madera laminada o contrachapada
Podium slab	Losa de podio
Portland-cement grout	Lechada de cemento Portland
Positive moment	Momento positivo
Positive moment reinforcement	Refuerzo para momento positivo
Positive moment reinforcement development	Desarrollo del refuerzo a momento positivo
Positive reinforcement	Refuerzo positivo
Post-installed anchor	Anclaje postinstalado
Post-tensioned tendon	Tendón de postensado
Post-tensioned tendon anchorage zone	Zona de anclaje de tendón de postensado
Post-tensioned	Postensado
Post-tensioning anchorage	Anclaje de postensado
Post-tensioning coupler	Acople de postensado
Post-tensioning duct	Ducto de postensado
Post-Tensioning Institute (PTI)	Instituto del Postensado (PTI)
Pozzolan	Puzolana
Precast	Prefabricado
Precast concrete	Concreto prefabricado
Precast concrete bearing wall	Muro de carga de concreto prefabricado
Precast member	Miembro prefabricado
Precompressed tensile zone	Zona de tracción precomprimida
Preparation of equipment and place of deposit	Preparación del equipo y del lugar de colocación
Prestress loss	Pérdida del preesfuerzo
Prestressed concrete	Concreto preesforzado
Prestressed concrete compression member	Miembro a compresión de concreto preesforzado
Prestressed concrete construction	Construcción en concreto preesforzado
Prestressed concrete construction deflection	Deflexión de construcción en el concreto preesforzado
Prestressed concrete continuous construction	Construcción continua de concreto preesforzado

aci American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

ENGLISH GLOSSARY	GLOSARIO EN ESPAÑOL
Prestressed concrete deflection	Deflexión en el concreto preesforzado
Prestressed concrete frame	Pórtico de concreto preesforzado
Prestressed concrete slab system	Sistema de losa de concreto preesforzado
Prestressed concrete tendon anchorage zone	Zona de anclaje para tendones de preesfuerzo
Prestressed tendon	Tendón de preesforzado
Prestressing steel	Acero de preesforzado
Prestressing strand	Torón de preesforzado
Prestressing tendon	Tendón de preesfuerzo
Prestressing tendon anchorage zone	Zona de anclaje de tendones de preesfuerzo
Prestressing tendon protection	Protección de los tendones de preesfuerzo
Prestressing tendon spacing limit	Límite al espaciamiento de tendones de preesfuerzo
Prestressing tendon surface condition	Condicione de la superficie de tendones de preesfuerzo
Prestressing wire	Alambre de preesfuerzo
Pretensioning	Pretensado
Production of concrete	Producción del concreto
Professional engineer registered in the state	Ingeniero profesional registrado ante la autoridad competente
Project drawings	Planos del proyecto
Project specifications	Especificaciones del proyecto
Projected area	Área proyectada
Projected influence area	Área de influencia proyectada
Proportions of concrete materials	Dosificación de los materiales del concreto
Proprietary patching material	Material patentado de reparación
Protection of reinforcement	Protección del refuerzo
Protection of unbonded prestressing tendons	Protección de tendones no adheridos de preesforzado
Provided by the manufacturer	Suministrado por el fabricante
Provision	Requisito
PTI (Post-Tensioning Institute)	PTI (Instituto del Postensado)
Puddling	Compactado
Pull-on method	Método de anclaje
Pullout strength	Resistencia a la extracción por deslizamiento
Pulse velocity method	Método de velocidad de pulsos
–Q–	
Quality assurance	Aseguramiento de calidad
Quality control	Control de calidad
Quality control program	Programa de aseguramiento de calidad
Quality of concrete	Calidad del concreto
Quality test	Ensayo de calidad
–R–	
Radius of gyration of section	Radio de giro de la sección
Raised grain	Granos sobresalientes
Ready-mixed concrete	Concreto premezclado
Rebound hammer	Esclerómetro
Reference specification	Especificación de referencia
Reference standard	Norma de referencia
Refractory concrete	Concreto refractario
Reinforced concrete	Concreto reforzado
Reinforced mass concrete	Concreto masivo reforzado
Reinforcement	Refuerzo
Reinforcement bend test	Ensayo de doblado del refuerzo
Reinforcement bending	Doblado del refuerzo
Reinforcement bends	Dobleces del refuerzo
Reinforcement connection	Conexiones del refuerzo

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

ENGLISH GLOSSARY	GLOSARIO EN ESPAÑOL
Reinforcement design strength	Resistencia de diseño del refuerzo
Reinforcement detail	Detalle del refuerzo,
Reinforcement development	Desarrollo del refuerzo
Reinforcement development using mechanical splice	Desarrollo del refuerzo utilizando empalme mecánico
Reinforcement fabrication	Figuración del refuerzo, doblado y corte del refuerzo
Reinforcement in shells	Refuerzo en cascarones
Reinforcement limits in compression member	Límites del refuerzo en miembro a compresión
Reinforcement limits in prestressed flexural member	Límites del refuerzo en miembro preesforzado a flexión
Reinforcement mat	Parrilla de refuerzo
Reinforcement permissible stresses	Esfuerzos admisibles en el refuerzo
Reinforcement placing	Colocación del refuerzo
Reinforcement spacing limit	Límite al espaciamiento del refuerzo
Reinforcement splice	Empalme del refuerzo
Reinforcement splice in column	Empalme del refuerzo en columna
Reinforcement strain	Deformación unitaria en el refuerzo
Reinforcing bar mat	Parrilla de barras de refuerzo
Reinforcing steel	Acero de refuerzo
Removal of forms	Descimbrado y desencofrado
Repair	Reparación
Repair material	Material para reparación
Required	Exigido
Required strength	Resistencia requerida
Required strength for settlement	Resistencia requerida para asentamientos
Required strength for shrinkage	Resistencia requerida para retracción de fraguado
Requirement	Requisito
Reshores	Puntales de reapuntalamiento
Reshoring	Reapuntalado
Retarding admixtures	Aditivos retardantes
Retempered concrete	Concreto remezclado
Ribbed shell	Cáscara nervada
Ribbed slab	Losa nervada
Rock drill	Taladro para rocas
Roof	Techo
Rotary impact drill	Taladro rotatorio de impacto
Rough-form finish	Acabado burdo
Rubbed finish	Acabado con frotado
Running bond (in masonry)	Aparejo a soga (en albañilería)
Running water	Escorrentía
Rusticated finish	Acabado almohadillado
–S–	
Sample	Muestra
Sampling	Muestrear
Sandblast	Chorro de arena
Sand-lightweight concrete	Concreto liviano de arena de peso normal
Sawed contraction joint	Junta de contracción aserrada
Sawing	Aserrado
Scope	Alcance
Scope of Code	Alcance del Reglamento
Scratch finish	Acabado rayado
Screed	Formar a nivel una superficie
Screed strips	Guías maestras de espesor
Screw anchor	Anclaje de tornillo
Scrubbed finish	Acabado cepillado

aci American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

ENGLISH GLOSSARY	GLOSARIO EN ESPAÑOL
Section	Sección
SDC – Seismic Design Category	CDS – Categoría de Diseño Sísmico
Seismic design	Diseño sísmico
Seismic design category (SDC)	Categoría de diseño sísmico (CDS)
Seismic-force-resisting system	Sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas
Seismic hook	Gancho sísmico
Seismic performance	Desempeño sísmico
Seismic risk	Riesgo sísmico
Separate floor finish	Acabado de piso separado
Service load	Carga de servicio
Service load permissible stresses	Esfuerzos admisibles para cargas de servicio
Serviceability	Funcionamiento
Setting	Fraguado inicial
Settlement	Asentamiento
Severe exposure condition	Condición severa de exposición
Shear	Cortante
Shear and torsion	Cortante y torsión
Shear cap	Descolgado para cortante
Shear in brackets	Cortante en mensulas
Shear in corbels	Cortante en ménsulas
Shear in deep flexural members	Cortante en miembros a flexión de gran altura
Shear in footings	Cortante en zapatas
Shear in prestressed concrete	Cortante en concreto preesforzado
Shear in slabs	Cortante en losas
Shear in walls	Cortante en muros
Shear key	Llave de cortante
Shear loading	Solicitaciones de cortante
Shear lug	Espigo de cortante
Shear provisions for corbels	Requisitos de cortante para ménsulas
Shear reinforcement requirements	Requisitos para el refuerzo a cortante
Shear strength	Resistencia al cortante
Shear strength of lightweight concrete	Resistencia al cortante del concreto liviano
Shear strength requirements in seismic design	Resistencia al cortante en el diseño sísmico
Shear-friction	Cortante por fricción
Shearhead	Cabeza de cortante
Shearwall	Muro de cortante
Sheathing (for formwork)	Entablado del encofrado
Sheathing (for post-tensioned tendons, bars, etc.)	Revestimiento de ducto de postensado
Shell concrete	Concreto del recubrimiento
Shell construction	Cascarones
Shells	Cáscaras
Shim	Cuña
Shop drawings	Planos de taller
Shore removal	Retiro de los puntales
Shored construction	Construcción apuntalada
Shores	Puntales
Shoring	Apuntalamiento
Shotcrete	Concreto lanzado
Shrinkage	Retracción de fraguado
Shrinkage and temperature reinforcement	Refuerzo de retracción y temperatura
Shrinkage-compensating cement	Cemento de compensación de retracción
Shrinkage reinforcement	Refuerzo de retracción
Side-face blowout strength	Resistencia al desprendimiento lateral

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

ENGLISH GLOSSARY	GLOSARIO EN ESPAÑOL
Silica fume	Humo de sílice
Simple mass concrete	Concreto masivo simple
Single 5/8-in. diameter bar tendons	Barras de preesforzado de 16 mm de diámetro
Site-mixed Portland-cement repair mortar	Mortero de reparaciones de cemento Pórtland preparado en obra
Skin reinforcement	Refuerzo superficial
Slab	Losa
Slab-column frame	Pórtico losa-columna
Slab direct design method	Método de diseño directo en losas
Slab-on-ground	Losa sobre el terreno
Slab opening	Abertura en losa
Slab reinforcement	Refuerzo de la losa
Slab shear provision	Requisito de cortante en losas
Slab system	Sistema de losa
Sleeves	Camisas
Slender wall	Muro esbelto
Slenderness effects	Efectos de esbeltez
Slenderness effects for compression members	Efectos de esbeltez en miembros a compresión
Slipform	Encofrado deslizante
Sloped or stepped footing	Zapata inclinada o escalonada
Slump	Asentamiento (Ensayo de)
Slump flow	Asentamiento de fluído
Smooth-form finish	Acabado liso
Smooth-rubbed finish	Acabado con frotado suave
Soffit	Superficie inferior
Solid slab	Losa maciza
Spacing	Espaciamiento
Spacing limit	Límite de espaciamiento
Spacing limit for bundled bars	Límite de espaciamiento para barras en paquete
Spalling	Descascaramiento
Span	Luz
Span length	Luz del vano
Spandrel beam	Viga dintel
Special anchorage device	Dispositivo especial de anclaje
Special boundary element	Elemento de borde especial
Special details for column reinforcement	Detalles especiales para refuerzo en columnas
Special moment frame	Pórtico especial resistente a momentos
Special moment frame member	Miembro de pórtico especial resistente a momentos
Special precast structural wall	Muro estructural prefabricado especial
Special provisions for seismic design	Requisito especial para diseño sísmico
Special provisions for shear in deep flexural members	Requisitos especiales para cortante en miembros de gran altura a flexión
Special provisions for walls	Requisitos especiales para muros
Special reinforced concrete structural wall	Muros estructurales especiales de concreto reforzado
Special structure	Estructura especial
Special systems of design or construction	Sistemas especiales de diseño o de construcción
Specialty insert	Inserto especial
Specification	Especificación
Specified compressive strength of concrete	Resistencia especificada a la compresión del concreto
Specified concrete cover	Recubrimiento especificado del concreto
Specified lateral force	Fuerza lateral especificada
Specifier	Redactor de las especificaciones
Spiral	Espiral

aci American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

ENGLISH GLOSSARY	GLOSARIO EN ESPAÑOL
Spiral reinforcement	Refuerzo en espiral
Spiral reinforcement in structural steel core	Refuerzo en espiral en núcleo de acero estructural
Spiral-welded metal casing	Camisa metálica soldada en espiral
Splice	Empalme
Splitting failure	Falla por hendimiento
Splitting tensile strength	Resistencia a la tracción por hendimiento
Spreader	Esparcidor
Stainless steel reinforcement	Refuerzo de acero inoxidable
Standard hook	Gancho estándar
Standard (document)	Normas
Standard (procedure)	Estándar
Standard molded and cured strength specimens	Probetas para resistencia fabricadas y curadas de forma normalizada
Steam curing	Curado al vapor
Steel base plate	Placa base de acero
Steel core	Núcleo de acero
Steel fiber-reinforced concrete	Concreto reforzado con fibras de acero
Steel pipe	Tubería de acero
Steel pipe reinforcement	Refuerzo de tubería de acero
Steel ratio	Cuantía de acero de refuerzo
Steel reinforcement	Refuerzo de acero
Steel shell	Lámina de acero doblada
Steel-deck	Tablero permanente de acero
Stepped footing	Zapata escalonada
Stiffness	Rigidez
Stirrup	Estribo
Stirrup shear reinforcement requirement	Requisito para estribos de refuerzo a cortante
Storage of materials	Almacenamiento de los materiales
Story drift	Deriva de piso
Story shear	Cortante del piso
Straight-edge	Regla de afinado
Strain	Deformación unitaria
Strand	Torón (generalmente de 7 alambres)
Strength	Resistencia
Strength analysis	Análisis de resistencia
Strength analytical evaluation	Evaluación analítica de la resistencia
Strength and serviceability	Resistencia y funcionamiento
Strength design	Diseño por resistencia
Strength evaluation	Prueba de carga
Strength evaluation acceptance criteria	Criterio de aceptación de la prueba de carga
Strength evaluation load criteria	Criterio de carga para la prueba de carga
Strength evaluation load test	Prueba de carga para evaluación de la resistencia
Strength evaluation of existing structure	Evaluación de la resistencia de estructura existente
Strength evaluation safety	Seguridad en la evaluación de la resistencia
Strength in shear	Resistencia al cortante
Strength of anchor	Resistencia del anclaje
Strength of materials in shell construction	Resistencia de los materiales en construcción de cascarones
Strength reduction factor	Factor de reducción de resistencia
Strength test	Ensayo de resistencia
Stress	Esfuerzo
Stressing anchorage	Anclaje móvil (postensado)
Stress relieved prestressing steel	Refuerzo de preesforzado de acero liberado de esfuerzos
Stressing sequence	Secuencia de tensionamiento (postensado)

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

ENGLISH GLOSSARY	GLOSARIO EN ESPAÑOL
Stretch length	Longitud de estirado
Strong connection	Conexión fuerte
Structural analysis	Análisis estructural
Structural concrete	Concreto estructural
Structural design	Diseño estructural
Structural diaphragm	Diafragma estructural
Structural integrity	Integridad estructural
Structural integrity in precast concrete	Integridad estructural en concreto prefabricado
Structural integrity reinforcement	Refuerzo para integridad estructural
Structural integrity requirement	Requisito de integridad estructural
Structural lightweight concrete	Concreto estructural liviano
Structural plain concrete	Concreto estructural simple
Structural steel	Acero estructural
Structural steel core	Núcleo de concreto confinado en acero estructural
Structural steel reinforcement	Refuerzo de acero estructural
Structural truss	Cercha estructural
Structural wall	Muro estructural
Structural walls and coupling beams	Muros estructurales y vigas de acople
Strut (In Strut & Tie)	Puntal
Strut and Tie	Puntal y Tensor
Strut-and-tie model	Modelo puntal-tensor
Stud	Montante
Stud, headed	Perno con cabeza
Stud bearing wall	Muro de carga de aporticamiento ligero
Subgrade	Sub base
Submittal	Remisión
Submitted	Remitido para consideración
Sulfate exposures	Exposición a los sulfatos
Superimposed dead load	Carga muerta sobrepuesta
Superimposed load	Sobrecarga
Supplemental reinforcement	Refuerzo suplementario
Surface condition	Condición de la superficie
Surface defect	Defecto superficial
Surface retarder	Retardante superficial o para la superficie
Sway frame	Pórtico no arriostrado
–T–	
T-beam	Viga T
Tempered concrete-form-grade hardboard	Tablero aglomerado para encofrado de concreto
Temperature reinforcement	Refuerzo de temperatura
Temporary spreader	Esparcidor temporal
Tendon	Tendón
Tendon anchorage zone	Zona de anclaje de tendones
Tensile loading	Cargas de 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 tendon	Tensionado del tendón
Terrazzo	Terrazo
Test of field-cured specimen	Ensayo de espécimen curado en el campo
Test of laboratory-cured specimens	Ensayo de espécimen curado en el laboratorio
Testing agency	Entidad que realiza los ensayos

aci American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

ENGLISH GLOSSARY	GLOSARIO EN ESPAÑOL
Testing agency report	Informe de la entidad que realiza los ensayos
Testing for acceptance of concrete	Ensayos para aceptación del concreto
Testing of concrete cylinder	Ensayo de cilindro de concreto
Tests	Ensayos
Textured finish	Acabado texturizado
Thermal effects	Efectos térmicos
Thickness	Espesor
Thick slab	Losa gruesa
Thin shell	Cáscara delgada
Thin walled steel pipe	Tubo de acero de pared delgada
Tie (transverse reinforcement)	Estribo
Tie (In Strut & Tie)	Tensor
Tie element	Elemento de amarre
Ties for horizontal shear	Amarres para cortante horizontal
Tilt-up construction	Construcción con muros levantados (tilt-up)
Tolerance	Tolerancia
Tolerance for placing reinforcement	Tolerancia 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 preesforzado
Torsion reinforcement requirement	Requisito para el refuerzo a torsión
Torsional member in slab design	Miembro 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
Tubing reinforcement	Refuerzo de tubo
Two-courses slab	Losa construida en dos capas
Two-way construction	Construcción en dos direcciones
Two-way slab	Losa en dos direcciones
Two-way slab direct design method	Método de diseño directo para losas en dos direcciones
Two-way slab equivalent frame method	Método del pórtico equivalente para diseño losas en dos direcciones
Two-way slab openings	Aberturas en losas en dos direcciones
Two-way slab reinforcement	Refuerzo en losas en dos direcciones
–U–	
Ultimate strength	Resistencia última
Unbonded tendon	Tendón de preesfuerzo no adherido
Unbraced frame	Pórtico no arriostrado
Uncased cast-in-place concrete piles	Pilotes de concreto construidos en sitio sin camisa de acero
Undercut anchor	Anclaje con sobreperforación en su base
Unfactored load	Carga no mayorada

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

ENGLISH GLOSSARY	GLOSARIO EN ESPAÑOL
Unformed surface	Superficie construida sin encofrado
Unformed surface finish	Acabado de superficie construida sin encofrado
Unshored construction	Construcción no apuntalada
Unspecified finish	Acabado no especificado
–V–	
Vertical shear strength in composite flexural members	Resistencia al cortante vertical en miembros compuestos a flexión
Vertical wall segment	Segmento vertical de muro
–W–	
Wale	Costilla
Wall	Muro
Wall empirical design	Diseño empírico de muros
Wall grade-beam	Viga muro sobre el terreno
Wall pier	Machón de muro
Wall structural design	Diseño estructural de muros
Waste slab	Concreto pobre
Water	Agua
Waterproof sheet material	Material de membrana impermeable
Waterstop	Cinta de sellado impermeable
Water-cementitious materials ratio *(w/cm)*	Relación agua-materiales cementantes *(a/mc)*
Water-reducing admixture	Aditivo reductor de agua
Weathering	Meteorización
Web	Alma
Web reinforcement	Refuerzo del alma
Welded deformed wire reinforcement	Refuerzo electrosoldado de alambre corrugado
Welded deformed wire reinforcement splice	Empalme en refuerzo electrosoldado de alambre corrugado
Welded plain wire reinforcement	Refuerzo electrosoldado de alambre liso
Welded splice	Empalme soldado
Welded splice in tension reinforcement	Empalme soldado en refuerzo en tracción
Welded wire fabric (Obsolete term — ASTM recently changed it to Welded wire reinforcement)	Malla electrosoldada (Término obsoleto — la ASTM lo cambió recientemente a refuerzo electrosoldado de alambre)
Welded wire reinforcement	Refuerzo electrosoldado de alambre
Welded wire reinforcement bends	Dobleces en el refuerzo electrosoldado de alambre
Welded wire reinforcement placing	Colocación del refuerzo electrosoldado de alambre
Welding procedure specification (WPS)	Especificación de los procedimientos de soldadura (EPS)
Welding of reinforcement	Soldadura del refuerzo
Wet weather	Clima húmedo
Width	Ancho
Wind load	Fuerza de viento
Wire	Alambre
Wobble friction	Fricción por desviación involuntaria
Wood formwork	Cimbra y encofrado de madera
Work	Obra
Wythe Connector	Conector entre paneles
–Y–	
Yield strength	Resistencia a la fluencia
–Z–	
Zinc-coated (galvanized) reinforcement	Refuerzo con recubrimiento de zinc (galvanizado)

aci American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

GLOSARIO ESPAÑOL-INGLÉS

GLOSARIO EN ESPAÑOL	ENGLISH GLOSSARY
–A–	
A la vista	Exposed to public view
Ábaco	Drop panel
Abertura en losa	Opening in slab
Abertura en losa	Slab opening
Abertura en losa en dos direcciones	Opening in two-way slab
Aberturas en losas en dos direcciones	Two-way slab openings
Abrasión	Abrasion
Abrazadera	Fastener
Acabado	Finish
Acabado almohadillado	Rusticated finish
Acabado antideslizante	Nonslip finish
Acabado aplicado	Applied finish
Acabado arquitectónico	Architectural finish
Acabado burdo	Rough-form finish
Acabado cepillado	Scrubbed finish
Acabado con chorro	Blast finish
Acabado con escoba o correa	Broom or belt finish
Acabado con frotado	Rubbed finish
Acabado con frotado suave	Smooth-rubbed finish
Acabado con herramientas (abujardado)	Tooled finish
Acabado con llana	Float finish
Acabado con llana de corcho	Cork-floated finish
Acabado con palustre	Trowel finish
Acabado con transferencia de agregado	Aggregate transfer finish
Acabado de agregado expuesto	Exposed aggregate finish
Acabado de lanzamiento en seco	Dry-shake finish
Acabado de piso	Floor finish
Acabado de piso separado	Separate floor finish
Acabado de superficie construida sin encofrado	Unformed surface finish
Acabado del concreto	Finishing of concrete
Acabado limpiado con mortero	Grout-cleaned finish
Acabado liso	Smooth-form finish
Acabado no especificado	Nonspecified finish
Acabado no especificado	Unspecified finish
Acabado rayado	Scratch finish
Acabado según muestra	Matching sample finish
Acabado texturizado	Textured finish
Acabados sin alteración	As-cast finish
Accesorio fabricado comercialmente	Commercially manufactured accessory
Aceptable	Acceptable
Aceptación de cargas de servicio menores	Lower load rating
Aceptación del concreto	Acceptance of concrete
Aceptado	Accepted
Acero de lingote	Billet-steel
Acero de preesforzado	Prestressing steel
Acero de refuerzo	Reinforcing steel
Acero dúctil	Ductile steel
Acero estructural	Structural steel
Acero extremo en tracción	Extreme tension steel
ACI (Instituto americano del concreto)	ACI (American Concrete Institute)

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

GLOSARIO EN ESPAÑOL	ENGLISH GLOSSARY
Acople	Coupler
Acople de postensado	Post-tensioning coupler
Adherencia	Bond
Adhesivo	Adhesive
Aditivo	Admixture
Aditivo acelerante	Accelerating admixture
Aditivo con cloruros	Chloride admixture
Aditivo expansivo	Expanding admixture
Aditivo incorporador de aire	Air-entraining admixture
Aditivo reductor de agua	Water-reducing admixture
Aditivos retardantes	Retarding admixtures
Afinado de piso	Topping
Agregado	Aggregate
Agregado liviano	Lightweight aggregate
Agua	Water
Aire incorporado	Air entrainment
Ala	Flange
Alambre	Wire
Alambre de preesfuerzo	Prestressing wire
Alcance	Scope
Alcance del Reglamento	Scope of Code
Alma	Web
Alma de la viga	Beam stem
Almacenamiento de los materiales	Storage of materials
Almacenamiento de materiales	Materials storage
Almohadilla de apoyo	Bearing pad
Altura de la sección	Depth
Altura útil de la sección (*d*)	Effective depth of section (*d*)
Amarres a tracción	Tension ties
Amarres internos del encofrado	Form ties
Amarres para cortante horizontal	Ties for horizontal shear
Amarres recubiertos	Coated ties
Amarres sísmicos de cimentación	Foundation seismic ties
Análisis con modelos	Model analysis
Análisis de resistencia	Strength analysis
Análisis elástico	Elastic analysis
Análisis estructural	Structural analysis
Análisis experimental	Experimental analysis
Análisis inelástico	Inelastic analysis
Análisis no lineal de historia de la repuesta	Nonlinear response history analysis
Análisis y diseño,	Analysis and design
Ancho	Width
Anclaje	Anchor
Anclaje	Anchorage
Anclaje adherido	Adhesive anchor
Anclaje al concreto	Anchor to concrete
Anclaje con sobreperforación en su base	Undercut anchor
Anclaje de expansión	Expansion anchor
Anclaje de postensado	Post-tensioning anchorage
Anclaje de tornillo	Screw anchor
Anclaje fijo en postensado	Fixed anchorage
Anclaje intermedio	Intermediate anchorage
Anclaje mecánico	Mechanical anchorage

aci American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

GLOSARIO EN ESPAÑOL	ENGLISH GLOSSARY
Anclaje móvil (postensado)	Stressing anchorage
Anclaje postinstalado	Post-installed anchor
Anclaje pre-instalado	Cast-in anchor
Anclajes horizontales e inclinados hacia arriba	Horizontal and upwardly inclined anchor
Aparejo a soga (en albañilería)	Running bond (in masonry)
Apoyo lateral	Lateral support
Aprobación	Acceptance
Apuntalamiento	Shoring
Área de influencia proyectada	Projected influence area
Área proyectada	Projected area
Arriostramiento	Brace
ASCE (Sociedad Americana de Ingenieros Civiles)	ASCE (American Society of Civil Engineers)
Aseguramiento de calidad	Quality assurance
Asentamiento	Settlement
Asentamiento (Ensayo de)	Slump
Asentamiento de fluído	Slump flow
Asentamiento del anclaje	Anchorage set
Aserrado	Sawing
Asignado a una CDS	Assigned to SDC
ASTM Internacional (Antiguamente, Sociedad Americana para Ensayos y Materiales)	ASTM International (Formerly, American Society for Testing and Materials)
Autoridad Competente	Building official
AWS (Sociedad Americana de Soldadura)	AWS (American Welding Society)
–B–	
Banda transportadora	Belt conveyor
Barra	Bar
Barra con cabeza	Headed bar
Barra corrugada	Deformed bar
Barra corrugada con cabeza	Headed deformed bar
Barra lisa	Plain bar
Barras de preesforzado de 16 mm de diámetro	Single 5/8-in. diameter bar tendons
Barras dobladas por cambio de sección	Offset bars
Base de la estructura	Base of structure
Bisel	Bevel
Bujarda	Bush hammer
–C–	
Cabeza de cortante	Shearhead
Cabezal de pilotes	Pile cap
Cajón de cimentación	Caisson
Cálculos, memoria de cálculos	Calculations
Calidad del concreto	Concrete quality
Calidad del concreto	Quality of concrete
Calor de hidratación	Heat of hydration
Camión completo	Truckload
Camisa de expansión	Expansion sleeve
Camisa de expansión del elemento de anclaje	Anchor expansion sleeve
Camisa metálica soldada en espiral	Spiral-welded metal casing
Camisa permanente de acero	Permanent steel casing
Camisas	Sleeves
Canal	Chute
Capacidad de disipación de energía o "tenacidad"	Energy dissipation capacity or "toughness"
Carga	Load
Carga aferente	Tributary load

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

GLOSARIO EN ESPAÑOL	ENGLISH GLOSSARY
Carga axial	Axial load
Carga de construcción	Construction load
Carga de servicio	Service load
Carga distribuida linealmente	Line load
Carga mayorada	Factored load
Carga muerta	Dead load
Carga muerta sobrepuesta	Superimposed dead load
Carga no mayorada	Unfactored load
Carga viva	Live load
Cargas	Loading
Cargas de tracción	Tensile loading
Cargas y fuerzas mayoradas	Factored loads and forces
Cargas y reacciones en las zapatas	Loads and reactions in footings
Cartela	Haunch
Cáscara delgada	Thin shell
Cáscara nervada	Ribbed shell
Cáscaras	Shells
Cascarones	Shell construction
Categoría de diseño sísmico (CDS)	Seismic design category (SDC)
CDS – Categoría de Diseño Sísmico	SDC – Seismic Design Category
Cemento	Cement
Cemento adicionado	Blended cement
Cemento de alta resistencia inicial	High-early-strength cement
Cemento de compensación de retracción	Shrinkage-compensating cement
Cemento expansivo	Expansive cement
Ceniza volante	Fly ash
Cepillo manual de alambre	Hand wire brush
Cercha estructural	Structural truss
Certificación de Instalador de Anclajes Adheridos del ACI	ACI Adhesive Anchor Installer Certification
Certificación de Inspector de Instalación de Anclajes Adheridos del ACI	ACI Adhesive Anchor Installation Inspector Certification
Chaflán	Chamfer
Chorro de arena	Sandblast
Cilindro curado en obra	Field-cured cylinder
Cimbra y encofrado	Formwork
Cimbra y encofrado de madera	Wood formwork
Cimentación	Foundation
Cinta de sellado impermeable	Waterstop
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 concreto	Concrete depositing
Colocación del concreto	Depositing concrete
Colocación del concreto	Placing of concrete
Colocación del refuerzo	Reinforcement placing
Colocación del refuerzo electrosoldado de alambre	Welded wire reinforcement placing
Colocado	Placing
Columna	Column
Columna de tubo de acero	Pipe column

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

GLOSARIO EN ESPAÑOL	ENGLISH GLOSSARY
Columna equivalente en el diseño de losas	Equivalent column in slab design
Combinación de mayoración de carga	Factored load combination
Combinaciones de carga de diseño	Design load combinations
Compactado	Puddling
Concreto	Concrete
Concreto aislante	Insulating concrete
Concreto arquitectónico	Architectural concrete
Concreto completamente liviano	All-lightweight concrete
Concreto con agregado liviano	Lightweight aggregate concrete
Concreto construido en sitio	Cast-in-place
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 peso normal	Normal weight concrete
Concreto del recubrimiento	Shell concrete
Concreto endurecido	Hardened concrete
Concreto estructural	Structural concrete
Concreto estructural liviano	Lightweight structural concrete
Concreto estructural liviano	Structural lightweight concrete
Concreto estructural simple	Structural plain concrete
Concreto fluido	Flowing concrete
Concreto lanzado	Shotcrete
Concreto liviano	Lightweight concrete
Concreto liviano de arena de peso normal	Sand-lightweight concrete
Concreto masivo	Mass concrete
Concreto masivo reforzado	Reinforced mass concrete
Concreto masivo simple	Simple mass concrete
Concreto pesado de escudo	Heavyweight shielding concrete
Concreto pobre	Waste slab
Concreto preesforzado	Prestressed concrete
Concreto prefabricado	Precast concrete
Concreto premezclado	Ready-mixed concrete
Concreto reforzado	Reinforced concrete
Concreto reforzado con fibras de acero	Steel fiber-reinforced concrete
Concreto refractario	Refractory concrete
Concreto remezclado	Retempered concrete
Concreto simple	Plain concrete
Concreto simple estructural	Plain structural concrete
Concreto simple masivo	Plain mass concrete
Condición de la superficie	Surface condition
Condición severa de exposición	Severe exposure condition
Condicione de la superficie de tendones de preesfuerzo	Prestressing tendon surface condition
Conducto embebido	Embedded conduit
Conducto y tubo embebido	Embedded conduit and pipe
Conector entre paneles	Wythe Connector
Conexión	Connection
Conexión dúctil	Ductile connection
Conexión fuerte	Strong connection
Conexiones del refuerzo	Reinforcement connection
Conjunto de muestras	Composite sample
Consolidación	Consolidation
Construcción apuntalada	Shored construction

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

GLOSARIO EN ESPAÑOL	ENGLISH GLOSSARY
Construcción compuesta	Composite construction
Construcción compuesta (concreto con concreto),	Composite construction (concrete to concrete)
Construcción compuesta (concreto y acero),	Composite construction (concrete and steel)
Construcción con muros levantados (tilt-up)	Tilt-up construction
Construcción con nervaduras o viguetas	Joist construction
Construcción continua de concreto preesforzado	Prestressed concrete continuous construction
Construcción en clima cálido	Hot weather construction
Construcción en clima frío	Cold weather construction
Construcción en concreto	Concrete construction
Construcción en concreto no preesforzado	Nonprestressed concrete construction
Construcción en concreto preesforzado	Prestressed concrete construction
Construcción en dos direcciones	Two-way construction
Construcción no apuntalada	Unshored construction
Constructor	Builder
Contenido de ion cloruro	Chloride-ion content
Contorno	Contour
Contraflecha	Camber
Contrafuerte	Buttress
Contratista	Contractor
Contratista de pisos	Flatwork contractor
Contratista que suministra el acero de refuerzo cortado y doblado y algunas veces lo coloca	Fabricator
Control de calidad	Quality control
Control de deflexiones	Control of deflections
Control de las deflexiones	Deflection control
Correa de yute	Burlap belt
Corrosión	Corrosion
Cortante	Shear
Cortante del piso	Story shear
Cortante en concreto preesforzado	Shear in prestressed concrete
Cortante en losas	Shear in slabs
Cortante en ménsulas	Shear in brackets
Cortante en ménsulas	Shear in corbels
Cortante en miembros a flexión de gran altura	Shear in deep flexural members
Cortante en muros	Shear in walls
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 prueba de carga	Strength evaluation acceptance criteria
Criterio de carga para la prueba de carga	Strength evaluation load criteria
CRSI – Instituto del acero de refuerzo para concreto	CRSI – Concrete Reinforcing Steel Institute
Cuantía de acero de refuerzo	Steel ratio
Cuña	Shim
Curado	Curing
Curado acelerado	Accelerated curing
Curado al vapor	Steam curing
Curado del concreto	Concrete curing
–D–	
Defecto	Defect
Defecto superficial	Surface defect
Definición	Definition

G Glosario

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

GLOSARIO EN ESPAÑOL	ENGLISH GLOSSARY
Deflector	Baffle
Deflector	Discharge baffle
Deflexión	Deflection
Deflexión a largo plazo	Long-term deflection
Deflexión de construcción en el concreto preesforzado	Prestressed concrete construction deflection
Deflexión en construcción de concreto no preesforzado	Nonprestressed concrete construction deflection
Deflexión en el concreto preesforzado	Prestressed concrete deflection
Deflexión máxima	Maximum deflection
Deflexiones en construcción en dos direcciones	Deflections in two-way construction
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 anclaje mecánico	Development of mechanical anchorage
Desarrollo de anclaje mecánico del refuerzo	Development of reinforcement mechanical anchorage
Desarrollo de barras en paquete	Development of bundled bars
Desarrollo de empalme mecánico para refuerzo	Development of mechanical splice for reinforcement
Desarrollo de empalmes	Development of splices
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 preesfuerzo	Development of prestressing strand
Desarrollo del anclaje	Anchorage development
Desarrollo del gancho del refuerzo	Development of reinforcement hook
Desarrollo del refuerzo	Development of reinforcement
Desarrollo del refuerzo	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 empalme mecánico	Reinforcement development using mechanical splice
Desarrollo en compresión del refuerzo corrugado	Development in compression of deformed reinforcement
Desarrollo en tracción del refuerzo corrugado	Development in tension of deformed reinforcement
Desarrollo y empalmes del refuerzo	Development and splices of reinforcement
Descargar	Discharge
Descascaramiento	Spalling
Descimbrado	Form removal
Descimbrado y desencofrado	Removal of forms
Descolgado para cortante	Shear cap
Desempeño	Performance
Desempeño sísmico	Seismic performance
Desencofrado y descimbrado	Formwork removal
Designado en CDS	Designated to SDC
Desmoldante	Formwork release agent
Desplazamiento de diseño	Design displacement

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

GLOSARIO EN ESPAÑOL	ENGLISH GLOSSARY
Detallado	Detailing
Detalle del refuerzo,	Reinforcement detail
Detalles especiales del refuerzo para columnas	Column special reinforcement details
Detalles especiales para refuerzo en columnas	Special details for column reinforcement
Diafragma estructural	Structural diaphragm
Diámetro equivalente de un paquete	Equivalent diameter of bundle
Dimensión de diseño	Design dimension
Discontinuidad	Discontinuity
Diseño	Design
Diseño	Dimensioning
Diseño a torsión	Torsion design
Diseño de concreto prefabricado	Design of precast concrete
Diseño de la cimbra y el encofrado	Design of formwork
Diseño de la zona de anclaje	Design of anchorage zone
Diseño de los apoyos	Bearing design
Diseño empírico	Empirical design
Diseño empírico de muros	Wall empirical design
Diseño estructural	Structural design
Diseño estructural de muros	Wall structural design
Diseño por resistencia	Strength design
Diseño sísmico	Seismic design
Disposición de la carga viva	Live load arrangement
Disposiciones alternativas para concreto reforzado y preesforzado	Alternative provisions for reinforced and prestressed concrete
Dispositivo básico de anclaje para un torón	Basic monostrand anchorage device
Dispositivo básico de anclaje para varios torones	Basic multi-strand anchorage device
Dispositivo de anclaje	Anchorage device
Dispositivo especial de anclaje	Special anchorage device
Distancia al borde	Edge distance
Distancia entre soportes laterales de los miembros a flexión	Distance between lateral supports for flexural members
Distribución de las fuerzas en concreto prefabricado	Distribution of forces in precast concrete
Distribución del refuerzo a flexión en losas en una dirección	Distribution of flexural reinforcement in one-way slabs
Distribución del refuerzo a flexión en vigas y losas en una dirección	Flexural reinforcement distribution in beams and one-way slabs
Doblado del refuerzo	Bending of reinforcement
Doblado del refuerzo	Reinforcement bending
Dobleces del refuerzo	Reinforcement bends
Dobleces en el refuerzo electrosoldado de alambre	Welded wire reinforcement bends
Documentos contractuales	Contract documents
Dosificación de la mezcla	Mix proportioning
Dosificación de la mezcla	Mixture proportioning
Dosificación de los materiales del concreto	Proportions of concrete materials
Dosificación del concreto	Concrete proportioning
Ducto de postensado	Duct
Ducto de postensado	Post-tensioning duct
Ducto de servicio embebido	Embedded service duct
Durabilidad	Durability
–E–	
Efecto de las cartelas en la rigidez	Effect on stiffness of haunches
Efecto en la cimbra y el encofrado de la velocidad de colocación del concreto	Effect on formwork of concrete placing rate
Efectos de esbeltez	Slenderness effects

aci American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

GLOSARIO EN ESPAÑOL	ENGLISH GLOSSARY
Efectos de esbeltez en miembros a compresión	Compression member slenderness effects
Efectos de esbeltez en miembros a compresión	Slenderness effects for compression members
Efectos sísmicos	Earthquake effects
Efectos térmicos	Thermal effects
Eje	Axis
Eje de columnas	Column line
Elemento colector	Collector element
Elemento de amarre	Tie element
Elemento de apoyo	Bearing element
Elemento de borde	Boundary element
Elemento de borde especial	Special boundary element
Elemento frágil de acero	Brittle steel element
Elementos estructurales	Framing elements
Embebido	Embedded
Empalme	Splice
Empalme a tope	End bearing splice
Empalme de barra corrugada a tracción	Deformed bar tension splice
Empalme de refuerzo corrugado a compresión	Deformed reinforcement compression splice
Empalme del refuerzo	Reinforcement splice
Empalme del refuerzo en columna	Reinforcement splice in column
Empalme del refuerzo en columnas	Column reinforcement splice
Empalme en refuerzo electrosoldado de alambre corrugado	Welded deformed wire reinforcement splice
Empalme en tracción de refuerzo corrugado	Tension splice of deformed reinforcement
Empalme mecánico	Mechanical splice
Empalme mecánico del refuerzo	Mechanical splice for reinforcement
Empalme por traslapo	Lap splice
Empalme soldado	Welded splice
Empalme soldado en refuerzo en tracción	Welded splice in tension reinforcement
Empuje de tierra	Earth pressure
Encofrado deslizante	Slipform
Encofrados	Forms
Encofrados aislantes	Insulating forms
Endurecimiento inicial	Initial setting
Ensayo acelerado de resistencia	Accelerated strength test
Ensayo cíclico	Cyclic test
Ensayo de calidad	Quality test
Ensayo de cilindro	Cylinder testing
Ensayo de cilindro de concreto	Testing of concrete cylinder
Ensayo de contenido de aire	Air content test
Ensayo de doblado	Bend test
Ensayo de doblado del refuerzo	Reinforcement bend test
Ensayo de espécimen curado en el campo	Test of field-cured specimen
Ensayo de espécimen curado en el laboratorio	Test of laboratory-cured specimens
Ensayo de laboratorio	Laboratory test
Ensayo de núcleos	Core test
Ensayo de resistencia	Strength test
Ensayo de verificación	Check test
Ensayo no destructivo	Nondestructive test
Ensayos	Tests
Ensayos de campo	Field test
Ensayos de los materiales	Materials tests
Ensayos de producción	Mill tests
Ensayos para aceptación del concreto	Testing for acceptance of concrete

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

GLOSARIO EN ESPAÑOL	ENGLISH GLOSSARY
Entablado del encofrado	Sheathing (for formwork)
Entidad que realiza los ensayos	Testing agency
Equipo	Equipment
Equipo de colocación	Placing equipment
Equipo de mezclado y colocación	Mixing and placing equipment
Equipo de transporte del concreto	Conveying equipment
Equipo transportador	Conveyor
Escala natural	Full scale
Esclerómetro	Rebound hammer
Escoba	Broom
Escoria de fundición	Mill scale
Escoria molida granulada de alto horno	Ground-granulated blast-furnace slag
Escorrentía	Running water
Esfuerzo	Stress
Esfuerzo combinado	Combined stress
Esfuerzo de aplastamiento	Bearing stress
Esfuerzos admisibles	Permissible stresses
Esfuerzos admisibles en el refuerzo	Reinforcement permissible stresses
Esfuerzos admisibles en miembro de concreto preesforzado a flexión	Permissible stresses in prestressed concrete flexural member
Esfuerzos admisibles en tendón de preesfuerzo.	Permissible stresses in prestressed tendon
Esfuerzos admisibles para cargas de servicio	Permissible service load stresses
Esfuerzos admisibles para cargas de servicio	Service load permissible stresses
Espaciamiento	Spacing
Espacio libre para el gato	Jack clearance
Esparcidor	Spreader
Esparcidor temporal	Temporary spreader
Especificación	Specification
Especificación de los procedimientos de soldadura (EPS)	Welding procedure specification (WPS)
Especificación de referencia	Reference specification
Especificaciones del proyecto	Project specifications
Espesor	Thickness
Espesor mínimo	Minimum thickness
Espigo	Dowel
Espigo de cortante	Shear lug
Espiral	Spiral
Estado límite	Limit state
Estallido del concreto	Bursting
Estándar	Standard (procedure)
Estribo	Stirrup
Estribo	Tie (transverse reinforcement)
Estribos adicionales para vigas colgadas	Hanger reinforcement
Estribo cerrado de confinamiento	Hoop
Estructura especial	Special structure
Estructura sin desplazamiento lateral	Nonsway frame
Estructura sismo resistente	Earthquake resistant structure
Estructuración	Framing
Estructuras estáticamente indeterminadas	Continuous construction
Evaluación analítica	Analytical evaluation
Evaluación analítica de la resistencia	Strength analytical evaluation
Evaluación de la resistencia de estructura existente	Strength evaluation of existing structure
Evaluación y aceptación del concreto	Concrete evaluation and acceptance
Evaluación y aceptación del concreto	Evaluation and acceptance of concrete

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

GLOSARIO EN ESPAÑOL	ENGLISH GLOSSARY
Exigido	Required
Exposición	Exposure
Exposición a los sulfatos	Sulfate exposures
Exposición al congelamiento y descongelamiento	Freezing-and-thawing exposure
Exudación	Bleeding
–F–	
Fabricar la probeta	Mold specimen
Factor de carga	Load factor
Factor de reducción de resistencia	Strength reduction factor
Factores de carga y de reducción de la resistencia alternativos	Alternative load and strength reduction factors
Falla por aplastamiento	Bearing failure
Falla por hendimiento	Splitting failure
Figuración del refuerzo, doblado y corte del refuerzo	Reinforcement fabrication
Fijación	Attachment
Flexión	Bending
Flexión biaxial	Biaxial bending
Flujo plástico	Creep
Formar a nivel una superficie	Screed
Fraguado inicial	Setting
Franja central	Middle strip
Franja de cierre	Closure strip
Franja de columnas	Column strip
Franja de diseño	Design strip
Fricción por curvatura	Curvature friction
Fricción por desviación involuntaria	Wobble friction
Fuerza de viento	Wind load
Fuerza del gato de tensionamiento	Jacking force
Fuerza lateral especificada	Specified lateral force
Fuerza sísmica	Earthquake load
Funcionamiento	Serviceability
–G–	
Gancho	Hook
Gancho estándar	Standard hook
Gancho sísmico	Seismic hook
Gancho suplementario	Crosstie
Gateo	Jacking
Gato	Jack
Granos sobresalientes	Raised grain
Grupo de anclajes	Anchor group
Guías maestras de espesor	Screed strips
–H–	
Horizontalidad (levelness)	Levelness
Humo de sílice	Silica fume
–I–	
Idoneidad	Adequacy
Impacto	Impact
Informe de la entidad que realiza los ensayos	Testing agency report
Ingeniero facultado para diseñar	Licensed design engineer
Ingeniero profesional registrado ante la autoridad competente	Professional engineer registered in the state
Inserto embebido	Embedment
Inserto especial	Specialty insert

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

GLOSARIO EN ESPAÑOL	ENGLISH GLOSSARY
Inspección	Inspection
Inspector	Inspector
Inspector de Instalación de Anclajes del ACI	ACI Anchor Installation Inspector
Inspector Especial del Programa de Certificación de Inspectores del ACI	ACI Inspector Certification Program – Special Inspector
Instalación de anclajes	Installation of anchors
Instituto Americano del Concreto (ACI)	American Concrete Institute (ACI)
Instituto del Postensado (PTI)	Post-Tensioning Institute (PTI)
Instrucciones de instalación impresas del fabricante (IIIF)	Manufacturer's Printed Installation Instructions (MPII)
Integridad estructural	Structural integrity
Integridad estructural en concreto prefabricado	Structural integrity in precast concrete
Interacción de las fuerzas de tracción y cortante	Interaction of tensile and shear forces
–J–	
Junta	Joint
Junta adherida	Bonded joint
Junta de construcción	Construction joint
Junta de contracción	Contraction joint
Junta de contracción aserrada	Sawed contraction joint
Junta de expansión	Isolation joint
Junta en concreto estructural simple	Joint in structural plain concrete
Junta fría	Cold joint
–L–	
Lámina de acero doblada	Steel shell
Lechada	Laitance
Lechada de cemento de adherencia	Bonding grout
Lechada de cemento Portland	Portland-cement grout
Límite al espaciamiento de tendones de preesfuerzo	Prestressing tendon spacing limit
Límite al espaciamiento del refuerzo	Reinforcement spacing limit
Límite de espaciamiento	Spacing limit
Límite de espaciamiento para barras en paquete	Spacing limit for bundled bars
Límite de la deformación unitaria controlada por compresión	Compression-controlled strain limit
Límite del espaciamiento de ductos	Duct spacing limit
Límites del refuerzo en miembro a compresión	Reinforcement limits in compression member
Límites del refuerzo en miembro preesforzado a flexión	Reinforcement limits in prestressed flexural member
Límites del refuerzo en miembros a compresión	Limits for reinforcement in compression members
Límites del refuerzo en miembros a flexión	Limits for reinforcement in flexural members
Límites del refuerzo en miembros de concreto preesforzado a flexión	Limits for reinforcement in prestressed concrete flexural members
Llana	Float
Llana con cabo	Bull-float
Llave biselada	Keyway
Llave de cortante	Shear key
Longitud de desarrollo	Development length
Longitud de desarrollo para una barra con gancho estándar	Development length for a bar with a standard hook
Longitud de estirado	Stretch length
Longitud de medición	Gage length
Longitud de transferencia	Transfer length
Longitud efectiva del miembro a compresión	Effective length of compression member
Longitud embebida	Embedment length
Longitud no apoyada	Effective length
Losa	Slab
Losa alveolar	Hollow-core slab

aci American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

GLOSARIO EN ESPAÑOL	ENGLISH GLOSSARY
Losa cumún	Ordinary slab
Losa con afinado compuesto construido en sitio	Cast-in-place composite-topping slab
Losa construida en dos capas	Two-courses slab
Losa de cimentación	Mat
Losa de cimentación combinada	Combined mat
Losa de concreto	Concrete slab
Losa de podio	Podium slab
Losa en dos direcciones	Two-way slab
Losa gruesa	Thick slab
Losa maciza	Solid slab
Losa nervada	Ribbed slab
Losa plana	Flat slab
Losa plegada	Folded plate
Losa sobre el terreno	Slab-on-ground
Lugar de colocación	Place of deposit
Luz	Span
Luz del vano	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 en miembros a compresión	Moment magnification to account for slenderness effects in compression members
Magnificación de momentos	Moment magnification
Magnificador de momentos	Moment magnifier
Magnificador de momentos para miembros a compresión para tener en cuenta los efectos de esbeltez	Compression member moment magnification to account for slenderness effects
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)
Mandril	Mandrel
Manejo	Handling
Manómetro	Gage
Masilla para juntas de expansión	Expansion joint filler
Material cementante	Cementitious material
Material de membrana impermeable	Waterproof sheet material
Material del encofrado en contacto con el concreto	Formwork facing material
Material para junta de expansión	Expansion joint material
Material para reparación	Repair material
Material patentado de reparación	Proprietary patching material
Materiales	Materials
Máximo tamaño nominal del agregado	Aggregate nominal maximum size
Medición de la fuerza de preesfuerzo	Measurement of prestressing force
Ménsula	Bracket
Ménsula	Corbel
Meteorización	Weathering
Método alternativo de diseño	Alternate design method
Método de análisis	Analysis method
Método de anclaje	Pull-on method
Método de diseño	Design method
Método de diseño directo en losas	Slab direct design method
Método de diseño directo para losas en dos direcciones	Two-way slab direct design method
Método de velocidad de pulsos	Pulse velocity method
Método del corrimiento	Offset method

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

GLOSARIO EN ESPAÑOL	ENGLISH GLOSSARY
Método del pórtico equivalente	Equivalent frame method
Método del pórtico equivalente para diseño losas en dos direcciones	Two-way slab equivalent frame method
Mezcla	Mix
Mezclado	Mixing
Mezclado del concreto	Concrete mixing
Mezclado del concreto	Mixing concrete
Mezclado y colocación,	Mixing and placing
Miembro	Member
Miembro a compresión	Compression member
Miembro a compresión de concreto preesforzado	Prestressed concrete compression member
Miembro a flexión en pórtico especial resistente a momento	Flexural member of special moment frame
Miembro auxiliar	Auxiliary member
Miembro cargado axialmente	Axially loaded member
Miembro compuesto a compresión	Composite compression member
Miembro compuesto a flexión	Composite flexural member
Miembro compuesto de concreto a flexión	Composite concrete flexural member
Miembro de gran altura a flexión	Deep flexural member
Miembro de pórtico especial resistente a momentos	Special moment frame member
Miembro no preesforzados a flexión	Nonprestressed flexural member
Miembro prefabricado	Precast member
Miembro sometido a flexión y compresión	Flexural and compression member
Miembro torsional en diseño de losas	Torsional member in slab design
Miembros de pórticos o miembros estructurales	Frame members
Mínimo espesor de la zapata	Minimum depth in footing
Modelo puntal-tensor	Strut-and-tie model
Módulo de elasticidad	Modulus of elasticity
Momento	Moment
Momento de diseño	Design moment
Momento negativo	Negative moment
Momento positivo	Positive moment
Momentos magnificados	Magnified moments
Montante	Stud
Mortero de inyección	Grout
Mortero de inyección	Grouting
Mortero de inyección para tendones adheridos	Grout for bonded tendons
Mortero de limpieza	Mud mat
Mortero de reparaciones de cemento Pórtland preparado en obra	Site-mixed Portland-cement repair mortar
Muestra	Sample
Muestra de referencia de diseño	Design reference sample
Muestrear	Sampling
Muro	Wall
Muro de carga	Bearing wall
Muro de carga de aporticamiento ligero	Stud bearing wall
Muro de carga de concreto prefabricado	Precast concrete bearing wall
Muro de cortante	Shearwall
Muro empleado como viga de cimentación	Grade wall
Muro esbelto	Slender wall
Muro estructural	Structural wall
Muro estructural intermedio prefabricado	Intermediate precast structural wall
Muro estructural ordinario de concreto reforzado	Ordinary reinforced concrete structural wall
Muro estructural ordinario de concreto simple	Ordinary structural plain concrete structural wall

aci American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

GLOSARIO EN ESPAÑOL	ENGLISH GLOSSARY
Muro estructural prefabricado especial	Special precast structural wall
Muros estructurales especiales de concreto reforzado	Special reinforced concrete structural wall
Muros estructurales y vigas de acople	Structural walls and coupling beams
–N–	
Nodo	Node
Norma de referencia	Reference standard
Normas	Standard (document)
Notación	Notation
NRMCA – Asociación nacional de concreto premezclado	NRMCA – National Ready Mixed Concrete Association
Núcleo de acero	Steel core
Núcleo de concreto confinado en acero estructural	Concrete encased structural steel core
Núcleo de concreto confinado en acero estructural	Structural steel core
Núcleos de acero para columnas	Column steel cores
Nudo en pórtico especial resistente a momento	Joint of special moment frame
–O–	
Obra	Work
–P–	
Palustre	Trowel
Panel	Panel
Paquete de barras	Bundled bars
Parrilla de barras	Bar mat
Parrilla de barras de refuerzo	Reinforcing bar mat
Parrilla de refuerzo	Reinforcement mat
Pedestal	Pedestal
Percentil	Fractile
Pérdida del preesfuerzo	Prestress loss
Pérdidas de preesfuerzo	Loss of prestress
Perjudicial	Deleterious
Permitido	Permitted
Perno con cabeza	Headed stud
Perno con cabeza	Stud, headed
Perno con cabeza para refuerzo de cortante	Headed shear stud reinforcement
Pila	Pier
Pila excavada	Drilled pier
Pilote	Pile
Pilote excavado	Drilled pile
Pilotes de concreto con camisa metálica	Metal cased concrete piles
Pilotes de concreto construidos en sitio con camisa permanente	Cased cast-in-place concrete piles
Pilotes de concreto construidos en sitio sin camisa de acero	Uncased cast-in-place concrete piles
Pilotes de tornillo (Augered piles)	Augered piles
Piso	Floor
Placa base de acero	Steel base plate
Placa plana	Flat plate
Planitud (flatness)	Flatness
Planos	Drawings
Planos de cimbra y encofrado	Formwork drawings
Planos de taller	Shop drawings
Planos del proyecto	Project drawings
Planos y especificaciones	Drawings and specifications
Pórtico (o en algunos casos Estructura)	Frame
Pórtico arriostrado	Braced frame
Pórtico de concreto preesforzado	Prestressed concrete frame

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

GLOSARIO EN ESPAÑOL	ENGLISH GLOSSARY
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
Pórtico no arriostrado	Unbraced frame
Pórtico ordinario resistente a momentos	Ordinary moment frame
Pórtico resistente a momentos	Moment frame
Pórtico resistente a momentos	Moment resisting frame
Pórtico viga-columna,	Beam-column frame
Pórticos	Frames
Pórticos y construcción continua	Frames and continuous construction
Postensado	Post-tensioned
Postensado externo	External post-tensioning
Preesforzado efectivo	Effective prestress
Prefabricado	Precast
Preparación del equipo y del lugar de colocación	Preparation of equipment and place of deposit
Presión hidrostática lateral	Lateral liquid pressure
Pretensado	Pretensioning
Principio general	General principle
Probeta curada en laboratorio	Laboratory-cured specimen
Probeta curada en obra	Field-cured specimen
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
Producción del concreto	Production of concrete
Profesional facultado para diseñar	Architect/Engineer (Engineer or Architect, Engineer/Architect)
Profesional facultado para diseñar	Licensed design professional
Profundidad efectiva de embebido	Effective embedment depth
Programa de aseguramiento de calidad	Quality control program
Programa de computador	Computer program
Propietario	Owner
Protección contra la corrosión	Corrosion protection
Protección contra la corrosión de tendones no adheridos de preesfuerzo	Corrosion protection for unbonded prestressing tendons
Protección contra la corrosión del refuerzo	Corrosion protection of reinforcement
Protección de los tendones de preesfuerzo	Prestressing tendon protection
Protección de tendones no adheridos de preesforzado	Protection of unbonded prestressing tendons
Protección del refuerzo	Protection of reinforcement
Proyecto de construcción	Construction project
Prueba de carga	Load test
Prueba de carga	Strength evaluation
Prueba de carga para evaluación de la resistencia	Strength evaluation load test
PTI (Instituto del Postensado)	PTI (Post-Tensioning Institute)
Puntal	Strut (In Strut & Tie)
Puntal de borde	Boundary strut
Puntal en forma de botella	Bottle-shaped strut
Puntal interior	Interior strut
Puntal y Tensor	Strut and Tie
Puntales	Shores
Puntales de reapuntalamiento	Reshores
Puntales temporales	Backshores
Puzolana	Pozzolan

aci American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

GLOSARIO EN ESPAÑOL	ENGLISH GLOSSARY
–Q–	
Químico descongelante	Deicing chemical
–R–	
Radio de giro de la sección	Radius of gyration of section
Reapuntalado	Reshoring
Recubrimiento	Cover
Recubrimiento de concreto	Concrete cover
Recubrimiento especificado del concreto	Specified concrete cover
Redactor de las especificaciones	Specifier
Redistribución de momentos	Moment redistribution
Redistribución de momentos negativos	Negative moment redistribution
Refrentado	Capping (cap a cylinder)
Refuerzo	Reinforcement
Refuerzo adherido	Bonded reinforcement
Refuerzo con recubrimiento de zinc (galvanizado)	Zinc-coated (galvanized) reinforcement
Refuerzo con recubrimiento epóxico	Epoxy-coated reinforcement
Refuerzo corrugado	Deformed reinforcement
Refuerzo de acero	Steel reinforcement
Refuerzo de acero estructural	Structural steel reinforcement
Refuerzo de acero inoxidable	Stainless steel reinforcement
Refuerzo de la losa	Slab reinforcement
Refuerzo de preesforzado de acero liberado de esfuerzos	Stress relieved prestressing steel
Refuerzo de preesforzado de baja relajación	Low relaxation prestress reinforcement
Refuerzo de retracción	Shrinkage reinforcement
Refuerzo de retracción y temperatura	Shrinkage and temperature reinforcement
Refuerzo de temperatura	Temperature reinforcement
Refuerzo de tubería de acero	Steel pipe reinforcement
Refuerzo de tubo	Tubing reinforcement
Refuerzo del alma	Web reinforcement
Refuerzo electrosoldado de alambre	Welded wire reinforcement
Refuerzo electrosoldado de alambre corrugado	Welded deformed wire reinforcement
Refuerzo electrosoldado de alambre liso	Plain welded wire reinforcement
Refuerzo electrosoldado de alambre liso	Welded plain wire reinforcement
Refuerzo en cascarones	Reinforcement in shells
Refuerzo en espiral	Spiral reinforcement
Refuerzo en espiral en núcleo de acero estructural	Spiral reinforcement in structural steel core
Refuerzo en losas en dos direcciones	Two-way slab reinforcement
Refuerzo liso	Plain reinforcement
Refuerzo mínimo	Minimum reinforcement
Refuerzo mínimo a cortante	Minimum shear reinforcement
Refuerzo mínimo adherido	Minimum bonded reinforcement
Refuerzo mínimo en miembro a flexión	Minimum reinforcement in flexural member
Refuerzo negativo	Negative reinforcement
Refuerzo para flexión	Flexural reinforcement
Refuerzo para integridad estructural	Structural integrity reinforcement
Refuerzo para momento negativo	Negative moment reinforcement
Refuerzo para momento positivo	Positive moment reinforcement
Refuerzo positivo	Positive reinforcement
Refuerzo recubierto	Coated reinforcement
Refuerzo superficial	Skin reinforcement
Refuerzo suplementario	Supplemental reinforcement
Refuerzo transversal	Lateral reinforcement
Refuerzo transversal	Transverse reinforcement

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

GLOSARIO EN ESPAÑOL	ENGLISH GLOSSARY
Refuerzo transversal en miembros a compresión	Lateral reinforcement for compression members
Refuerzo transversal en miembros a flexión	Lateral reinforcement for flexural members
Región confinada	Confinement region
Región de articulación plástica	Plastic hinge region
Región-B	B-region
Región-D	D-region
Regla de afinado	Straight-edge
Reglamento	Code
Reglamento de construcción	Building code
Reglamentos modelo de construcción	Model codes
Relación agua-materiales cementantes *(a/mc)*	Water-cementitious materials ratio *(w/cm)*
Relación de aspecto	Aspect ratio
Remisión	Submittal
Remitido para consideración	Submitted
Reparación	Repair
Requisito	Provision
Requisito	Requirement
Requisito de cortante en losas	Slab shear provision
Requisito de durabilidad	Durability requirement
Requisito de integridad estructural	Structural integrity requirement
Requisito de recubrimiento	Cover requirement
Requisito de recubrimiento según la exposición	Exposure cover requirement
Requisito especial de exposición	Exposure special requirement
Requisito especial para diseño sísmico	Special provisions for seismic design
Requisito para el refuerzo a torsión	Torsion reinforcement requirement
Requisito para estribos de refuerzo a cortante	Stirrup shear reinforcement requirement
Requisitos de cortante para ménsulas	Shear provisions for corbels
Requisitos de diseño	Design requirements
Requisitos especiales para cortante en miembros de gran altura a flexión	Special provisions for shear in deep flexural members
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
Resistencia	Strength
Resistencia a cortante del concreto en miembro no preesforzado	Concrete shear strength in nonprestressed member
Resistencia a cortante del concreto en miembro preesforzado	Concrete shear strength in prestressed member
Resistencia a la compresión	Compressive strength
Resistencia a la extracción por deslizamiento	Pullout strength
Resistencia a la flexión del concreto preesforzado	Flexural strength of prestressed concrete
Resistencia a la flexión,	Flexural strength
Resistencia a la fluencia	Yield strength
Resistencia a la rotura	Breaking strength
Resistencia a la rotura real	Actual 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

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

GLOSARIO EN ESPAÑOL	ENGLISH GLOSSARY
Resistencia al cortante	Shear strength
Resistencia al cortante	Strength in shear
Resistencia al cortante del concreto liviano	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 miembros compuestos a flexión	Vertical shear strength in composite flexural members
Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo 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 materiales en construcción de cascarones	Strength of materials in shell construction
Resistencia del anclaje	Strength of anchor
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 liviano	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
Resistencia última	Ultimate strength
Resistencia y funcionamiento	Strength and serviceability
Respuesta no lineal	Nonlinear response
Retardante superficial o para la superficie	Surface retarder
Retiro de los puntales	Shore removal
Retracción de fraguado	Shrinkage
Revestimiento de ducto de postensado	Sheathing (for post-tensioned tendons, bars, etc.)
Revestimiento interno del encofrado	Form liner
Riesgo sísmico	Seismic risk
Rigidez	Stiffness
–S–	
Sal descongelante	Deicing salt
Sección	Section
Sección bruta	Gross section
Sección controlada por compresión	Compression-controlled section
Sección controlada por tracción	Tension-controlled section
Secuencia de tensionamiento (postensado)	Stressing sequence
Segmento vertical de muro	Vertical wall segment
Seguridad en la evaluación de la resistencia	Strength evaluation safety
Sellante	Caulking
Sello	Gasket
Servicio pesado	Heavy duty service
Sismo resistente	Earthquake resistant
Sistema de losa	Slab system
Sistema de losa de concreto preesforzado	Prestressed concrete slab system
Sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas	Seismic-force-resisting system
Sistema resistente a fuerzas laterales	Lateral-force resisting system
Sistemas especiales de diseño o de construcción	Special systems of design or construction
Sobrecarga	Superimposed load
Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE)	American Society of Civil Engineers (ASCE)
Sociedad Americana de Soldadura (AWS)	American Welding Society (AWS)
Sociedad Americana para Ensayos y Materiales (ASTM)	American Society for Testing and Materials (ASTM)

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

GLOSARIO EN ESPAÑOL	ENGLISH GLOSSARY
Soldadura de ensamblaje del refuerzo	Placing welding of reinforcement
Soldadura del refuerzo	Welding of reinforcement
Solicitaciones de cortante	Shear loading
Sub base	Subgrade
Suministrado por el fabricante	Provided by the manufacturer
Superficie construida con encofrado	Formed surface
Superficie construida sin encofrado	Unformed surface
Superficie inferior	Soffit
Suposición de diseño	Design assumption
–T–	
Tablero aglomerado para encofrado de concreto	Tempered concrete-form-grade hardboard
Tablero permanente de acero	Steel-deck
Taladro de núcleos	Core drill
Taladro para rocas	Rock drill
Taladro rotatorio de impacto	Rotary impact drill
Tanda	Batch
Techo	Roof
Técnico ACI en Afinados de acuerdo con lo establecido en ACI CP 10	ACI Flatwork Technician as defined in ACI CP 10
Técnico ACI en Ensayos de Resistencia de Concreto	ACI Flatwork Technician as defined in ACI CP 10
Técnico ACI Grado 1 en Ensayos de Concreto en Obra	ACI Concrete Field Testing Technician Grade 1
Técnico ACI Grado 1 en Ensayos de Concreto en el Laboratorio	ACI Concrete Laboratory Testing Technician Grade 1
Técnico ACI Grado 2 en Ensayos de Concreto en el Laboratorio	ACI Concrete Laboratory Testing Technician Grade 2
Técnico/Experto ACI en Afinado de Concreto	ACI Flatwork Concrete Finisher/Technician
Tejido de algodón	Cotton duck fabric
Tenacidad	Toughness
Tendón	Tendon
Tendón de postensado	Post-tensioned tendon
Tendón de preesforzado	Prestressed tendon
Tendón de preesfuerzo	Prestressing tendon
Tendón de preesfuerzo adherido	Bonded tendon
Tendón de preesfuerzo no adherido	Unbonded tendon
Tendón de un torón	Monostrand tendon
Tendón de varios torones	Multi-strand tendon
Tensionado del tendón	Tensioning of tendon
Tensor	Hanger
Tensor	Tie (In Strut & Tie)
Terrazo	Terrazzo
Testero	Edge form
Tiempo de vertido	Efflux time
Tolerancia	Tolerance
Tolerancia para colocación del refuerzo	Tolerance for placing reinforcement
Tolva	Hopper
Tornillo con cabeza	Headed bolt
Tornillo con gancho	Hooked bolt
Torón (generalmente de 7 alambres)	Strand
Torón de preesforzado	Prestressing strand
Torsión	Torsion
Torsión en concreto preesforzado	Torsion in prestressed concrete
Trabazón	Interlock
Tracción	Tension

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

GLOSARIO EN ESPAÑOL	ENGLISH GLOSSARY
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
Transporte del concreto	Concrete conveying
Transporte del concreto	Conveying concrete
Transversal	Transverse
Tubería	Tubing
Tubería de acero	Steel pipe
Tubería embebida	Embedded pipe
Tubería estructural	Pipe (tubing)
Tubo	Pipe
Tubo de acero de pared delgada	Thin walled steel pipe
Tubo o conducto de aluminio	Aluminum conduit or pipe
–V–	
Velocidad de colocación	Placing rate
Viga	Beam
Viga aislada	Isolated beam
Viga cajón	Box girder
Viga de cimentación	Grade beam
Viga dintel	Spandrel beam
Viga doble T	Double tee beam
Viga maestra	Girder
Viga muro sobre el terreno	Beam grade-wall
Viga muro sobre el terreno	Wall grade-beam
Viga T	T-beam
Vigueta	Joist
–Y–	
Yute	Burlap
–Z–	
Zapata	Footing
Zapata combinada	Combined footing
Zapata escalonada	Stepped footing
Zapata inclinada o escalonada	Sloped or stepped footing
Zona de anclaje	Anchorage zone
Zona de anclaje de tendón de postensado	Post-tensioned tendon anchorage zone
Zona de anclaje de tendones	Tendon anchorage zone
Zona de anclaje de tendones de preesfuerzo	Prestressing tendon anchorage zone
Zona de anclaje para tendones de preesfuerzo	Prestressed concrete tendon anchorage zone
Zona de tracción precomprimida	Precompressed tensile zone
Zona nodal	Nodal zone

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

ÍNDICE

Ábaco, 8.2.4
Acoples de postensado, 7.7.4.3.2, 8.7.5.4.2, 9.7.4.3.2, 25.8
Aditivos, 26.4.1.4
Agregados, 26.4.1.2
Agua, 26.4.1.4
Altura mínima de vigas, 9.3.1, 18.6.2.1
Amarres de integridad, 16.2, 16.2.1.8, 16.2.4, 16.2.5
Análisis con elementos finitos, 6.9
Análisis de primer orden, 6.6
-efectos de esbeltez, 6.6.4
-método de magnificación de momentos, 6.6.4
-propiedades de las secciones, 6.6.3
-redistribución de momentos, 6.6.5
Análisis elástico de segundo orden, 6.7
-propiedades de las secciones, 6.7.2
-propiedades de las secciones, análisis para cargas de servicio, 6.7.2.2
-propiedades de las secciones, análisis para cargas mayoradas, 6.7.2.1, 6.6.3.1
Análisis estructural, 4.5, Capítulo 6, 18.2.2
-análisis con elementos finitos, 6.9
-análisis elástico de primer orden, 6.6
-análisis elástico de segundo orden, 6.7
-análisis inelástico, 6.8
-diafragmas, 6.2.4.3, 12.4.2
-disposición de la carga viva, 6.4
-efectos de esbeltez, 6.2.5
-efectos de segundo orden, 6.2.5.3, 6.6.4, 6.7, 6.8
-método simplificado, 6.5
-muros esbeltos, 6.2.4.2, 11.8
-puntal-tensor, Capítulo 23, 6.2.4.4
-suposiciones de modelaje, 6.3
-vigas T, 6.3.2
Análisis inelástico, 6.8
Análisis de segundo orden
-elástico, 6.7
-inelástico, 6.8
Análisis para cargas de servicio, 6.6.3.2, 6.7.2.2
Anclajes adheridos
-carga de prueba, 26.7.1(k)
-inspección, 26.13.1.6, 26.13.2.5
-instalador calificado, 26.7.2(d), 26.7.2(e)
-límites de profundidad embebida, 17.3.3
-resistencia a la adherencia, 17.6.5
-sísmicos, 7.10
-tracción sostenida, 17.5.1.3, 17.5.2, 26.7.1(1), 26.13.3.2(e)
Anclaje al concreto, 26.7, Capítulo 17, 18.2.3
-alcance, 17.1
-carga a cortante, 17.7
-carga de tracción permanente, 17.5.2.2
-carga de tracción, 17.6
-concreto liviano, 17.2.4
-desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje, 17.5.3, 17.7.3
-desprendimiento lateral del concreto, 17.6.4
-diseño sísmico, 17.10
-distancias al borde para inhibir hendimiento, 17.9
-documentos de construcción, 26.7
-elemento dúctil de acero, 17.5.3
-elemento frágil de acero, 17.5.3
-espaciamiento para inhibir hendimiento, 17.9
-espesor para inhibir hendimiento, 17.9
-factores de reducción, 17.5.3
-inspección, 26.13
-instalación, 26.7
-interacción tracción-cortante, 17.8
-longitud de estirado, 17.10.5.3
-modos de falla de los anclajes, 17.5.1.2
-resistencia a la adherencia del adhesivo, 17.6.5
-resistencia a la extracción por deslizamiento del anclaje, 17.4.3
-resistencia al arrancamiento en cortante, 17.7.2
-resistencia del anclaje, 17.6, 17.7
-resistencia de los anclajes, requisitos generales, 17.5
Anclajes de postensado, 7.7.4.3.2, 8.7.5.4.2, 9.7.4.3.2, 25.8
Anclajes en concreto liviano, 17.2.4
Aplastamiento, 22.8
-concreto simple, 14.5.6
-concreto reforzado, 22.8
Arrancamiento del concreto, anclajes, 17.6.2, 17.7.2
Autoridad Competente, 1.6, 1.8.2, 1.10.1
Barras de refuerzo long8tudinal desalineadas por cambio de sección, 10.7.4, 10.7.6.4
Bloque de esfuerzos equivalentes, 22.2.2.4
Cabezales de pilotes, 13.4.6, 18.13.2
Cajones de cimentación, 1.4.7, 13.4, 18.13
Calificación del inspector, 26.13.1.2, R26.13.1.2
Carga debida a restricción, 5.3.6
Carga de preesforzado, 5.3.11
Carga para zonas de anclajes postensados, 5.3.12
Carga por hielo, 5.3.10
Cargas, Capítulo 5
-cambios volumétricos y asentamientos diferenciales, 5.3.6
-carga de fluidos, 5.3.7
-carga de hielo, 5.3.10
-carga de preesforzado, 5.3.11
-carga viva, 5.3.3, 5.3.4
-cargas de diseño de las zonas de anclaje de postensado, 5.3.12
-cargas de viento, 5.3.5
-categorías de diseño sísmico, 5.2.2
-combinaciones de carga, 5.3
-empuje lateral del suelo, 5.3.8
-factores de carga, 5.3
-fuerzas debidas a restricción, 5.3.6
-inundación, 5.3.9
-sísmicas, 5.2.2
-reducción de la carga viva, 5.2.3
Cargas de diseño, 4.3, Capítulo 5
Cargas de fluidos, 5.3.7
Cargas de servicio reducidas, 27.2.5
Cargas por inundación, 5.3.9
Cartelas y ménsulas, 16.5
Cáscaras delgadas, 1.4.4
Categorías de diseño sísmico, 4.4.6, 4.4.7.6, 5.2.2
Categorías de exposición, 19.3.1
Cerchas, 18.12.12
Cimbra y encofrado, 26.11
Cimentaciones, Capítulo 13, 14.4.3, 18.13
-alcance, 13.1
-cimentaciones profundas, 13.4
-cimentaciones superficiales, 13.3
-criterio de diseño, 13.2.6
-efectos sísmicos, 13.2.3

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

-losas sobre el terreno,13.2.4
-secciones críticas, 13.2.7
Cimentaciones en estructuras sismo resistentes, 18.13
-amarres sísmicos de cimentación, 18.13.4
-anclaje de cimentaciones profundas, 18.13.6
-cabezales de pilotes, 18.13.2
-cajones de cimentación, 18.13.5
-losas de cimentación, 18.13.2
-losas sobre el terreno, 18.13.3
-pilas, 18.13.5
-pilotes, 18.13.5
-vigas sobre el terreno, 18.13.3
-zapatas, 18.13.2
Cimentaciones profundas, 13.4, 18.13
-cabezales de pilotes, 13.4.6
-construidas en sitio, 13.4.4
-diseño por resistencia, 13.4.3
-prefabricadas, 13.4.5
-resistencia axial permitida, 13.4.2
Cimentaciones superficiales, 13.3
-aisladas en dos direcciones, 13.3.3
-combinadas en dos direcciones, 13.3.4
-componentes de muros de contención en voladizo, 13.3.6
-en una dirección,13.3.2
-losas de cimentación, 13.3.4
-muros como vigas sobre el terreno, 13.3.5
Cimentaciones superficiales en una dirección, 13.3.2
Clases de exposición, 19.3.1
Clasificación de miembros preesforzados a flexión, 24.5.2
Clima cálido, 26.5.5
Clima frío, 26.5.4
Colectores, 4.4.7, 12.4.1, 12.5.1, 12.5.3, 12.5.4, 18.12.3, 18.12.7
Colocación
-concreto, 26.5.2
-refuerzo, 26.6.2
Columnas, Capítulo 10
-alcance, 10.1
-detallado del refuerzo, 10.7
-límites de diseño, 10.3
-límites del refuerzo, 10.6
-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
-resistencia de diseño, 10.5
-resistencia requerida, 10.4
Combinaciones de carga, 5.3
Compactado, 15.5
Compatibilidad de deformaciones unitarias, 22.2.1
Concreto
-caracteristicas, 26.4.4
-colocación, 26.5.2
-consolidación, 26.5.2
-criterio de aceptación, 26.12.3
-dosificación, 26.4.3
-frecuencia de los ensayos, 26.12.2
-materiales, 26.4.1
-módulo de elasticidad, 19.2.2
-módulo de ruptura, 19.2.3
-producción, 26.5.1
-recubrimiento, 20.5.1
-requisitos de la mezcla, 19.3.2, 26.4.2
-resultados de resistencia bajos, 26.12.6
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
-muros estructurales especiales, 18.11
-muros estructurales intermedios, 18.5
-pórticos especiales a momento, 18.9
Concreto simple, 4.12.4, Capítulo 14
-alcance, 14.1
-detallado del refuerzo, 14.6
-límites del diseño, 14.3
-prefabricado, 14.2.3
-resistencia de diseño, 14.5
-resistencia requerida, 14.4
Conexiones
-construidas en obra, Capítulo 15
-prefabricadas, Capítulo 16
Conexiones a la cimentación, 16.3
-detallado, miembros construidos en sitio, 16.3.5
-detallado, miembros prefabricados, 16.3.6
-refuerzo mínimo, 16.3.4
-resistencia de diseño, 16.3.3
-resistencia requerida, 16.3.2
Conexiones entre miembros, Capítulo 16
-alcance, 16.1
-cartelas, 16.5
-cimentaciones, 16.3
-cortante horizontal, 16.4
-ménsulas, 16.5
-miembros prefabricados, 16.2
Conexiones entre prefabricados,16.2
-amarres de integridad, 16.2.1.8, 16.2.4, 16.2.5
-diafragmas, Capítulo 12
-resistencia de diseño, 16.2.3
-resistencia de la conexión, 16.2.4
-resistencia requerida, 16.2.2
-tamaño mínimo de conexiones de apoyo, 16.2.6
Congelamiento y deshielo, 19.3.3
Consolidación, 26.5.2
Construcción, 4.13, Capítulo 26
Construcción de losas izadas, 8.9
Corrosión
-ambientes corrosivos, 19.3.1
-requisitos para el concreto, 19.3.2
Corrosión del refuerzo
-dispositivos auxiliares de postensado, 20.5.5
-postensado externo, 20.5.6
-refuerzo de preesforzado no adherido, 20.5.3
-tendones inyectados con mortero, 20.5.4
Cortante en dos direcciones, 22.6
-aberturas, 22.6.4.3
-altura efectiva, 22.6.1.4
-estribos, 22.6.7
-perímetro crítico, 22.6.4
-pernos con cabeza para refuerzo cortante, 22.6.8
-resistencia del concreto, 22.6.5
-resistencia máxima, 22.6.6
Cortante en una dirección, 22.5
-espesor efectivo, 22.5.2
-límites de la resistencia de los materiales, 22.5.3
-miembros compuestos, 22.5.4

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

-refuerzo, 22.5.8
-resistencia del concreto, 22.5.5, 22.5.6, 22.5.7
Cortante horizontal, 16.4
-detallado, 16.4.7
-método alternativo, 16.4.5
-refuerzo mínimo, 16.4.6
-resistencia de diseño, 16.4.3
-resistencia nominal, 16.4.4
-resistencia requerida, 16.4.2
Criterios de aceptación
-concreto reforzado con fibras de acero, 26.12.7
-concreto lanzado, 26.12.4
-especímenes curados de forma estándar, 26.12.3
-pruebas de carga, 27.5.3, 27.6.2
Curado, 26.5.3
Definiciones, 2.1
Deflexiones, 24.2
-construcción compuesta, 24.2.5
-dependientes del tiempo, 24.2.4
-inmediatas, 24.2.3
Descimbrado, 26.11.2
Descolgado para cortante, 8.2.5
Desprendimiento del concreto, anclajes, 17.7.3
Desprendimiento lateral del concreto, anclajes con cabeza, 17.6.4
Detallado
-cartelas, 16.5.6
-colector, 18.12.7.6
-columna, 10.7
-concreto simple, 14.6
-conexiones a la cimentación, 16.3.5, 16.3.6
-cortante horizontal, 16.4.7
-cortante por fricción,22.9.5
-diafragma, 12.7
-losa en dos direcciones, 8.7
-losa en una dirección, 7.7
-ménsulas, 16.5.6
-muro, 11.7
-nudo losa-columna, 15.3
-nudo viga-columna, 15.3
-puntal-tensor, 23.6, 23.8
-viga, 9.7
Detallado del refuerzo
-columnas, 10.7
-concreto simple, 14.6
-diafragmas, 12.7
-losas en dos direcciones, 8.7
-losas en una dirección, 7.7, 24.4.3.5
-muros, 11.7
-retracción y temperatura, 24.4
-vigas, 9.7
Detalles del refuerzo, Capítulo 25
-acoples de postensado, 25.8
-alcance, 25.1
-anclajes de postensado, 25.8
-barras corrugadas con cabeza, 18.8.3.4, 18.8.5.2, 20.2.1.6, 25.4.4
-desarrollo, 25.4
-diámetros mínimos de doblado, 25.3
-empalmes, 25.5
-espaciamiento mínimo, 25.2
-ganchos estándar, 25.3
-ganchos sísmicos, 25.3
-ganchos suplementarios, 25.3
-refuerzo en paquetes, 25.6
-refuerzo transversal, 25.7
-zonas de anclajes de tendones postensados, 25.9
Diafragmas, 4.4.7, 6.2.4.7, Capítulo 12
-alcance, 12.1
-colectores, 12.5.4
-detallado delo refuerzo, 12.7
-límites del diseño, 12,3
-límites del refuerzo, 12.6
-refuerzo de retracción y temperatura, 12.6
-resistencia de diseño, 12.5
-resistencia requerida, 12.4
Diafragmas y cerchas en estructuras sismo resistentes, 18.12
-afinado construido en sitio, 18.12.4, 18.12.5
-cerchas estructurales, 18.12.11
-espesor mínimo, 18.12.6
-fuerzas de diseño, 18.12.2
-juntas de construcción,18.12.10
-refuerzo, 18.12.7
-resistencia a cortante, 18.12.9
-resistencia a la flexión, 18.12.8
-trayectoria de fuerzas sísmicas, 18.12.3
Diámetro máximo de los anclajes, 17.3.2
Diámetros de doblado, 25.3
Diámetros mínimos de doblado, 25.3
Dimensiones mínimas de las conexiones de apoyo de prefabricados, 16.2.6
Diseño de sistemas especiales, 1.10
Diseño sísmico de anclaje al concreto, 17.10
Disposición de la carga viva, 6.4
Doblado de las barras, 26.6.3
Documentos de construcción e Inspección, 1.8, Capítulo 26
-aceptación del concreto, 26.12
-alcance, 26.1
-anclaje al concreto, 26.7
-concreto preesforzado, 26.10
-concreto prefabricado, 26.9
-construcción del concreto, 26.5
-criterio de diseño, 26.2
-embebidos, 26.8
-encofrado y cimbra, 26.11
-evaluación del concreto, 26.12
-información de los miembros, 26.3
-inspección, 26.13
-materiales del concreto, 26.4
-materiales de refuerzo, 26.6
-pórticos especiales a momento, 26.13.1.3, 26.13.3.2
-producción del concreto, 26.5
-requisitos de mezclado, 26.4
Dosificación de mezclas, 26.4.3
Durabilidad, 4.8, 19.3.2, 26.4,20.5
Efectos de esbeltez, 6.2.5, 6.2.5.3, 6.6.4.5, 6.7.1.2, 6.8.1.3
Efectos de interacción en anclajes, 17.5.2.3, 17.8
Efectos de segundo orden, 6.2.3, 6.2.5.3, 6.6.4, 6.7, 6.8
Elementos de borde, 18.10.6, 18.13.2.3, 25.2.3
Embebidos, 20.6, 26.8
Embebidos de aluminio, 20.6.3
Empalmes, 25.5
-alambres corrugados, 25.5.2
-alambres corrugados electrosoldados, 25.5.3
-alambres lisos electrosoldados, 25.5.4
-barras corrugadas, 25.5.2, 25.5.5, 25.5.6
-barras corrugadas soldadas, 25.5.3
-mecánicos, 25.5.7
-soldados, 25.5.7
Empalmes a tope, 25.5.6
Empalmes mecánicos, 18.2.7, 25.5.7
Empalmes por traslapo

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

-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
Empuje lateral del suelo,5.3.8
Ensayo de resistencia, 26.12.1.1(a)
Equilibrio, 22.2.1
Esfuerzos en el refuerzo preesforzado, 20.3.2.3, 20.3.2.4, 20.3.2.5
Espaciamiento crítico en grupos de anclajes, 7.2.1.1
Espaciamiento mínimo del refuerzo, 25.2
Espesor mínimo
-diafragmas, 12.3.1
-diafragmas de estructuras sismo resistentes, 18.12.6
-losas en dos direcciones, 8.3.1
-losas en una dirección, 7.3.1
-muros, 11.3.1, 18.10.2.4
Espirales, 25.7.3
Estabilidad
-propiedades, 6.6.4.4
-vigas, 9.2.3
Estanques, 1.4.9
Estribos, 25.7.1
Estribos cerrados, 25.7.1.6
Estribos cerrados de confinamiento, 25.7.4
Estribos de columnas, 25.7.2
Estructuras con desplazamiento lateral, 6.6.4.6
Estructuras existentes, 4.14, Capítulo 27
-aplicación de la carga de prueba, 27.5.1
-condición tal como fue construida, 27.3.1
-criterio de aceptación, 27.5.3, 27.6.2
-disposición de carga de prueba, 27.4.6.1
-evaluación analítica de la resistencia, 27.3
-evaluación de la resistencia, Capítulo 27
-factores de carga, carga de prueba, 27.4.6
-factores de reducción de resistencia, edificación existente, 27.3.2
-mediciones de la respuesta, 27.5.2
Estructuras sin desplazamiento lateral, 6.6.4.5
Estructuras sismo resistentes, Capítulo 18
-alcance, 18.1
-cerchas, 18.12
-columnas en pórticos especiales a momento, 18.7
-cimentaciones, 18.13
-diafragmas, 18.12
-miembros no designados como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas, 18.14
-muros estructurales especiales, 18.10
-muros estructurales especiales prefabricados, 18.11
-muros estructurales intermedios prefabricados, 18.5
-nudos de pórticos especiales a momento, 18.8
-pórticos especiales a momento, 18.6, 18.7, 18.8
-pórticos especiales a momento prefabricados, 18.9
-pórticos intermedios a momento, 18.4
-pórticos ordinarios a momento, 18.3
-puntal-tensor, 23.11
-vigas en pórticos especiales a momento, 18.6
Evaluación de la resistencia de estructuras existentes, 4.1.4, Capítulo 27
-alcance, 27.1
-analítica, 27.3
-cargas de servicio reducidas, 27.2.5
-procedimiento de ensayo con cargas cíclicas, 27.6
-procedimiento de ensayo con cargas monotónicas, 27.5
-prueba de carga, 27.4
Exposición a los sulfatos, 26.4.2.2
Factores de carga, 5.3
Factores de reducción de resistencia, Capítulo 21
Factores de reducción de resistencia en anclajes, 17.5.3
Fibras de acero, 26.4.1.5, 26.12.7
Fricción-cortante, 22.9
Fuerza axial a través del sistema de piso, 15.3
Funcionamiento, 4.7, Capítulo 24
Ganchos, 25.3
Ganchos estándar, 25.3
Ganchos sísmicos, 25.3
Ganchos suplementarios, 18.6.4.3, 18.7.5.2, 18.10.7.4, 18.13.5.10.5, 23.6.3.3, 25.3
Generalidades ACI 318, Capítulo 1
-alcance del 318, 1.1
-aplicabilidad, 1.4
-aprobación de sistemas especiales de diseño, 1.10
-autoridad competente, 1.6
-cajones de cimentación, 1.4.7
-cáscaras delgadas, 1.4.4
-construcciones residenciales, 1.4.6
-documentos de construcción,1.8
-ensayos e inspección, 1.9
-estanques, 1.4.9
-interpretación, 1.5
-jurisdicción,1.3
-losas sobre el terreno, 1.4.8
-modificaciones, 1.2.6
-pilas excavadas, 1.4.7
-pilotes, 1.4.7
-profesional facultado para diseñar, 1.7
-propósito, 1.3
-tableros compuestos de acero, 1.4.10
-tableros no compuestos de acero, 1.4.5
-tanques, 1.4.9
-versión oficial, 1.2.3
-viviendas bifamiliares, 1.4.6
-viviendas multifamiliares, 1.4.6
-viviendas unifamiliares, 1.4.6
Información del diseño, 26.1.1(a)
Inspección, 1.9, 4.13, 26.13, Capítulo 26
-ítems que deben inspeccionarse, 26.13.3
-reportes, 26.13.2
-requisitos, 26.1.1(c)
Integridad estructural, 4.10
-conexiones entre prefabricados, 16.2.1.8
-losas en dos direcciones, 8.7.4.2, 8.7.5.6, 8.8.1.6
-losas en una dirección, 7.7.7
-vigas, 9.7.7
-viguetas en una dirección no preesforzadas, 9.8.1.6
Investigación de ensayos de resistencia, 26.12.6
Juntas de aislamiento, 26.5.6
Juntas de construcción, 14.3.4, 18.10.10, 26.5.6
Juntas de contracción, 26.5.6
Jurisdicción, 1.2.2, 1.2.6, 1.5.7, 1.6.2, 1.8.1
Límites a los esfuerzos
-losas en dos direcciones preesforzadas, 8.3.4
-losas en una dirección preesforzadas, 7.3.4
-vigas preesforzadas, 9.3.4
Límites de las deflexiones, 24.2.2
-losas en dos direcciones, 8.3.2
-losas en una dirección, 7.3.2
-pruebas de carga, 27.4.5.5
-vigas, 9.3.2
Límites de las deformaciones unitarias,
-losas no preesforzadas en dos direcciones, 8.3.3

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

-losas no preesforzadas en una dirección, 7.3.3
-vigas no preesforzadas, 9.3.3
Límites de f'_c en anclajes, 17.3.1
Límites del diseño
-columnas, 10.3
-concreto simple, 14.3
-diafragmas, 12.3
-losas en dos direcciones, 8.3
-losas en una dirección, 7.3
-muros, 11.3
-vigas, 9.3
Límites del refuerzo
-cartelas, 16.5.5
-columnas, 10.6, 18.7.4
-diafragmas, 12.6
-losas en dos direcciones, 8.6
-losas en una dirección,7.6
-ménsulas, 16.5.5
-muros, 11.6, 18.10.2.1
-vigas, 9.6
Longitud de desarrollo, 25.4
-anclajes mecánicos, 25.4.5
-alambres corrugados, 25.4.2, 25.4.9
-barras corrugadas, 25.4.2, 25.4.9
-barras corrugadas con cabeza, 25.4.4
-estructuras sismo resistentes, 18.8.5, 18.10.2.3(b), 18.10.7.4(b), 18.13.2.3
-factor de reducción por exceso de refuerzo, 25.4.10
-ganchos estándar, 25.4.3
-muros estructurales especiales, 18.10.2.3
-nudos en pórticos especiales resistentes a momento, 18.8.5.1
-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 dos direcciones, 6.2.4.1, 6.4.3, Capítulo 8, 18.4.5
-aberturas, 8.5.4
-alcance, 8.1
-detalles del refuerzo, 8.7
-espesor mínimo de la losa, 8.3.1
-límites de las deflexiones, 8.3.2
-límites de las deformaciones unitarias, 8.3.3
-límites del diseño, 8.3
-límites de los esfuerzos, 8.3.4
-límites del refuerzo, 8.6
-resistencia de diseño, 8.5
-resistencia requerida, 8.4
-viguetas en dos direcciones no preesforzadas, 8.8
Losas en una dirección, Capítulo 7
-alcance, 7.1
-detallado del refuerzo, 7.7
-límite de las deformaciones unitarias, 7.3.3
-límites de las deflexiones, 7.3.2
-límites del diseño, 7.3
-límites de los esfuerzos, 7.3.4
-límites del refuerzo, 7.6
-método simplificado de análisis, 6.5
-mínimo espesor de la losa, 7.3.1
-resistencia de diseño, 7.5
-resistencia requerida, 7.4
Losas en dos direcciones preesforzadas, 8.2.3
Losas plegadas, 1.4.4
Losas sobre el terreno, 1.4.8, 13.2.4, 18.13.3
Machones de muro, 18.5.2.3, 18.10.8, 18.14.6
Magnificación de momentos, 6.6.4
Materiales, 4.2
-concreto, Capítulo 19
-embebidos, 20.6
-refuerzo de acero, Capítulo 20
-refuerzo no preesforzado, 20.2
-refuerzo preesforzado, 20.3
Materiales cementantes, 26.4.1.1, 26.4.2.2
Materiales de construcción alternativos, 1.10
Materiales del refuerzo, Capítulo 20, 26.6
-colocación, 26.6.2
-doblado, 26.6.3
-soldadura, 26.6.4
Ménsulas y cartelas, 16.5, 23.2.10
-detallado del refuerzo, 16.5.6
-límites, 16.5.1.1
-límites del refuerzo, 16.5.5, 23.2.9
-límites dimensionales, 16.5.2
-resistencia de diseño, 16.5.4
-resistencia requerida, 16.5.3
-tolerancias de construcción, 26.6.2
Método de análisis simplificado, 6.5
Miembros compuestos a flexión
-cortante horizontal, 16.4
-cortante vertical, 22.5.4
-flexión, 22.3.3
-generalidades, 4.12.3
Miembros que no se designan como parte del sistema de resistencia sísmica, 18.14
-acciones de diseño, 18.14.2
-columnas, 18.14.3
-columnas prefabricadas, 18.14.4
-conexiones losa-columnas, 18.14.5
-nudos, 18.14.3
-pilares de muros, 18.14.6
-vigas, 18.14.3
-vigas prefabricadas, 18.14.4
Modelos puntal-tensor, 6.2.4.4, Capítulo 23
-alcance, 23.1
-detallado de los puntales, 23.6
-detallado de los tensores, 23.8
-discontinuidad, 23.1.2
-diseño sismo resistente, 23.11
-nodos con barras curvas, 23.10
-refuerzo distribuido mínimo, 23.5
-resistencia de diseño, 23.3
-resistencia de las zonas nodales, 23.9
-resistencia de los puntales, 23.4
-resistencia de los tensores, 23.7
Módulo de elasticidad
-concreto, 19.2.2
-refuerzo no preesforzado, 20.2.2.2
-refuerzo preesforzado, 20.3.2.1
Módulo de ruptura, 19.2.3
Momento de inercia efectivo, 24.2.3.5
Muros, Capítulo 11
-alcance, 11.1
-concreto simple, 14.3.1, 14.4.2
-detallado del refuerzo, 11.7
-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, 18.10.10
-límites del diseño, 11.3
-límites del refuerzo,11.6
-longitud efectiva, 11.5.3.2
-machones, 18.10.8

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

-método alternativo, 11.8
-método simplificado de diseño, 11.5.3
Muros dúctiles acoplados, 18.10.9
-muros estructurales especiales prefabricados, 18.11
-muros estructurales intermedios prefabricados, 18.5
-refuerzo alrededor de aberturas, 11.7.5
-resistencia de diseño, 11.5
-resistencia requerida, 11.4.
Muros de contención en voladizo, 11.14, 13.3.6
Muros esbeltos, 6.2.4.2, 11.8
Muros estructurales especiales, 18.10
-elementos de borde, 18.10.6
-flexión y carga axial, 18.10.5
-fuerzas de diseño, 18.10.3
-juntas de construcción,18.10.9
-machones de muro, 18.10.8
-prefabricados, 18.11
-refuerzo, 18.10.2
-resistencia a cortante, 18.10.4
-vigas de acople, 18.10.7
Muros estructurales especiales prefabricados, 18.11
Muros estructurales intermedios prefabricados, 18.5
Normas referenciadas, Capítulo 3, 3.3.2
Notación, 2.2
Núcleos, 26.12.6
Nudo confinado
-nudos viga-columna, 15.3.1
-nudos losa-columna, 15.3.2
Nudos
-construcción, 26.5.6
-documentos de construcción, 26.5.6
-losa-columna, Capitul9o 15
-viga-columna, Capítulo 15
Nudos losa-columna, Capítulo 15, 18.14.5
-alcance, 15.1
-carga axial a través del sistema de piso, 15.5
-compactado, 15.5
-confinado, 15.2.8
-detallado, 15.3
Nudos viga-columna, Capítulo 15
-alcance, 15.1
-compactado, 15.5
-confinados, 15.3
-detallado, 15.2
-fuerza axial a través del sistema de piso, 15.5
-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
Pérdidas del preesfuerzo,20.3.2.6
Pernos con cabeza para cortante, 8.7.7, 20.4
Pilas, 18.13.5
Pilas excavadas, 1.4.7, 13.4, 18.13.5
Pilotes, 1.4.7, 13.4.4, 13.4.5, 18.13.5
Pórticos especiales a momento
-columnas, 18.7
-nudos, 18.8
-prefabricados, 18.9
-vigas, 18.6
Pórticos especiales resistentes a momentos prefabricados, 18.9
Pórticos intermedios resistentes a momentos, 18.4
-columnas, 18.4.3
-losas en dos direcciones, 18.4.5
-nudos, 18.4.4
-vigas, 18.4.2
Pórticos ordinarios resistentes a momentos, 18.3
Profesional facultado para diseñar, 1.7
Propiedades de diseño del concreto, 19.2
-concreto liviano, 19.2.4
-módulo de elasticidad, 19.2.2
-módulo de ruptura, 19.2.3
-resistencia especificada a la compresión, 19.2.1
Propiedades de diseño del refuerzo
-torones de preesforzado, 20.3.2
-no preesforzado, 20.2.2
Propiedades de estabilidad, 6.6.4.4
Propiedades del concreto, Capítulo 19
-alcance, 19.1
-máxima resistencia a la compresión, 19.2.1.1
-mínima resistencia a la compresión, 19.2.1.1, 19.3.2.1
-propiedades de diseño, 19.2
-requisitos de durabilidad, 19.3
-requisitos de durabilidad del mortero de inyección, 19.4
Propiedades del refuerzo de acero, Capítulo 20
-alambres de preesforzado, 20.2
-alambres no preesforzados, 20.2
-alcance, 20.1
-barras de preesforzado, 20.3
-barras no preesforzadas, 20.2
-embebidos,20.6
-pernos con cabeza para refuerzo de cortante, 20.4
-requisitos de durabilidad, 20.5
-torones de preesforzado, 20.3
Pruebas de carga, 27.4
Radio de giro, 6.2.5.2
Recubrimiento de concreto, 20.5.1
Recubrimientos de protección refuerzo no preesforzado, 20.5.2
Redistribución de momentos, 6.5
Reducción de la carga viva, 5.2.3
Refuerzo con recubrimiento dual, 20.5.2, 25.4, 25.7.3.6
Refuerzo de acero inoxidable, 20.2.1.3
Refuerzo de anclajes, 17.5.2.1
Refuerzo de colectores, 12.5.1.5, 12.7.3
Refuerzo de cortante en losas en dos direcciones
-estribos, 8.7.6
-pernos con cabeza, 8.7.7
Refuerzo de preesforzado, 20.3
-esfuerzos permisibles a tracción, 20.3.2.5
-pérdidas del preesfuerzo, 20.3.2.6
-propiedades de diseño, 20.3.2
-propiedades de los materiales, 20.3.1
-protección contra la corrosión, 20.5.3, 20.5.4, 20.5.5, 20.5.6
-retracción y temperatura, 24.4.4
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
-no preesforzado, 24.4.3
-preesforzado, 24.4.4
Refuerzo en paquete, 25.6
Refuerzo mínimo
-conexiones a la cimentación, 16.3.4
-cortante horizontal, 16.4.6
-muros estructurales especiales,18.10.2
-pórticos especiales a momento, 18.7.4
Refuerzo mínimo a cortante
-losas en una dirección,7.6.3
-vigas, 9.6.3
Refuerzo mínimo a flexión
-losas en dos direcciones, 8.6.1, 8.6.2

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

-losas en una dirección, 7.6.1, 7.6.2
-vigas, 9.6.1, 9.6.2
Refuerzo no preesforzado
-propiedades de diseño, 20.2.2
-propiedades del material, 20.2.1
Refuerzo de preesforzado, 20.3
-esfuerzos permisibles en tracción, 20.3.2.5
-pérdidas de preesfuerzo, 20.3.2.6
-propiedades de diseño, 20.3.2
-propiedades de los materiales, 20.3.1
Refuerzo recubierto con epóxico, 20.6.2
Refuerzo recubierto con zinc, 20.5.2
Refuerzo superficial, 9.7.2.3
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, 1.4.3, 1.9.2
Requisitos a cumplir, 22.4
Requisitos de durabilidad, 19.3
-categorías y clases de exposición,19.3.1
-congelamiento y deshielo, 19.3.3
-requisitos adicionales para contenido del ion cloruro, 19.3.4
-requisitos para las mezclas de concreto, 19.3.2
Requisitos de funcionamiento, 4.7, Capítulo 24
-alcance, 24.1
-deflexiones gravitacionales al nivel de servicio, 24.2
-distribución del refuerzo en losas en una dirección, 24.3
-distribución del refuerzo en vigas, 24.3
-esfuerzos permisibles en preesforzado, 24.5
-retracción y temperatura, 24.4
Residencial
-residencias unifamiliares, 1.4.6
-viviendas bifamiliares, 1.4.6
-viviendas unifamiliares, 1.4.6
-viviendas unifamiliares múltiples, 1.4.6
Resistencia, 4.6
Resistencia a flexión, 22.3
-miembros compuestos, 22.3.3
-miembros preesforzados, 22,3,2
Resistencia a flexión y carga axial combinadas, 22.4
-máxima resistencia a compresión axial, 22.4.2
-máxima resistencia a tracción axial, 22.4.3
Resistencia a la fluencia del refuerzo no preesforzado, 20.2.2.3
Resistencia a la tracción del refuerzo preesforzado, 20.3.2.2
Resistencia al deslizamiento
-anclajes de expansión postinstalados, 17.6.3
-anclajes con sobreperforación en su base, 17.6.3
-anclajes preinstalados, 17.6.3
Resistencia al fuego, 4.11
Resistencia axial, 22.4
Resistencia de diseño
-cartelas, 16.5.4
-columnas, 10.5
-concreto simple, 14.5
-conexiones a la cimentación, 16.3.3
-conexiones entre prefabricados, 16.2.3
-cortante horizontal, 16.4.3
-diafragmas, 12.5
-factores de reducción de resistencia, Capítulo 21, 17.5.1.1
-losas en dos direcciones, 8.5
-losas en una dirección, 7.5
-ménsulas y cartelas, 16.5.4
-muros, 11.5
-vigas, 9.5
Resistencia del acero en anclajes, 17.6.1, 17.7.1
Resistencia de las secciones, Capítulo 22
-alcance, 22.1
-suposiciones de diseño, 22.2
Resistencia especificada a la compresión, 19.2.1
Resistencia requerida
-cartelas, 16.5.3
-columnas, 10.4
-concreto simp0le, 14.4
-conexiones a la cimentación, 16.3.2
-conexiones entre prefabricados, 16.2.2
-cortante horizontal, 16.4.2
-diafragmas, 12.4
-factores de carga y combinaciones, 5.3
-losas en dos direcciones, 8.4
-losas en una dirección, 7.4
-ménsulas y cartelas, 16.5.3
-muros, 11.4
-vigas, 9.4
Resultados bajos de ensayos de resistencia, 26.12.6
Sección crítica
-cortante en losas en dos direcciones, 8.4.4.1
-cortante en losas en una dirección, 7.4.3
-cortante mayorado en vigas, 9.4.3
-momento en losas en una dirección, 7.4.2
-momento mayorado en vigas, 9.4.2
-perímetro de cortante en dos direcciones, 22.6.4
-torsión mayorada en vigas, 9.4.4
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 compuestos, 4.12.3
Sistemas de concreto preesforzado, 4.12.2
Sistemas de concreto prefabricado, 4.12.1
Sistemas especiales de diseño, 1.10
Sistemas estructurales, Capítulo 4
-alcance, 4.1
-análisis estructural, 4.5
-cargas de diseño, 4.3
-compuestos, 4.12.3, 4.12.4
-concreto preesforzado, 4.12.2
-concreto prefabricado,4.12.1
-concreto simple, 4.12.4
-construcción, 4.13, Capítulo 26
-diafragmas, 4.4.7
-durabilidad, 4.8
-evaluación de resistencia de estructuras existentes, 4.14, Capítulo 27
-funcionamiento, 4.7
-inspección, 4.13, Capítulo 26
-integridad estructural, 4.10
-materiales, 4.2
-resistencia, 4.6
-resistencia al fuego, 4.11
-sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas, 4.4.6, 18.2.1
-sostenibilidad, 4.9
-trayectorias de carga, 4.4
Sistemas estructurales especiales
-propiedades del refuerzo, 20.2.2.5, 20.3.1.3
Soldadura, 26.6.4
Sostenibilidad, 4.9
Suposiciones de modelaje, 6.3
Suposiciones para la resistencia de las secciones
-concreto, 22.2.2
-refuerzo no preesforzado, 22.2.3

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

-refuerzo preesforzado, 22.2.4
-resistencia a momento y carga axial, 22.2
Tableros de acero no compuestos, 1.4.5
Tableros permanentes de acero compuestos, 1.4.10
Tanques, 1.4.9
Terminología, 2.3
Torsión, 22.7
-columnas, 10.5.4
-límites de la sección, 22.7.7
-materiales, 22.7.2
-resistencia a la torsión, 22.7.6
-torsión mayorada de diseño, 22.7.3
-torsión de fisuración, 22.7.5
-umbral de torsión, 22.7.4
-vigas, 9.5.4
Torsión de fisuración, 22.7.5
Transferencia de la carga axial de la columna a través del sistema de piso, 15.5
Trayectorias de carga, 4.4, 18.12.3
Vigas, Capítulo 9
-alcance, 9.1
-altura mínima, 9.3.1
-detalles del refuerzo, 9.7
-estabilidad, 9.3.2
-integridad estructural, 9.7.7
-límites de la deformación unitaria, 9.3.3
-límites del diseño, 9.3
-límites de los esfuerzos, 9.3.4
-límites del refuerzo, 9.6
-límites para las deflexiones, 9.3.2
-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 forman parte del sistema de resistencia sísmica, 18.14.3, 18.14.4
-resistencia de diseño, 9.5
-resistencia requerida, 9.4
-vigas de acople, 18.10.7
Vigas altas, 9.9,23.2.9
-detallado del refuerzo, 9.9.4
-límites a las dimensiones, 9.9.2
-límites del refuerzo, 9,9,3
Vigas de acople, 18.10.7
-límite a la resistencia, 18.10.4.5
Vigas sobre el terreno, 13.3.2, 18.13.3
Vigas T, 6.3.2, 9.2.4
-construcción, 9.2.4
-distribución del refuerzo, 24.3.4
-geometría, 6.2.3
-losa en una dirección, 7.5.2.3
-sísmico, 18.6.2
Vigas T preesforzadas, 6.3.2.3
Zapata aislada en dos direcciones, 13.3.3
Zapata combinada en dos direcciones, 13.3.4
Zona de anclaje, 25.9
Zona de anclajes postensados, 7.7.4.3.1, 8.7.5.4.1, 9.7.4.3.1, 25.9

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

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 ha 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 htp://www.concrete.org

Recursos del ACI 318-19

El ACI ofrece un amplio abanico de recursos para diseñar y construir de acuerdo con el ACI 318-19, "Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural". Estos recursos incluyen:

- Seminarios sobre el ACI 318-19 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 318-19.

Entérese más sobre estos recursos para la transición al ACI 318-19 en htp://www.concrete.org/aci318
(*No todos estos recursos están disponibles en idioma español.*)

American Concrete Institute
38800 Country Club Drive
Farmington Hills, MI 48331
Teléfono: +1.248.848.3700
www.concrete.org

American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org