

CAMBIANDO DE ACI 318-99 A ACI 318-02 ¿CUÁLES SON LAS NOVEDADES?

por

JAMES CAGLEY, P.E., S.E.
Presidente, Comité ACI 318

Cuando nuestro comité, ACI 318, Código de Construcción para Hormigón Estructural, comenzó a trabajar en noviembre de 1995 ideamos un plan de seis años. Este plan debió ser revisado debido a la formación del *International Code Council* y la publicación anticipada del *International Building Code 2000*. El comité ajustó su cronograma y publicó ACI 318-99 a fin de permitir la incorporación de los requisitos ACI más recientes al *IBC*. Se espera poder publicar ACI 318-02 en enero del 2002. Esto permitirá su adopción en el *IBC 2003*.

El año pasado la *National Fire Protection Association* comenzó a desarrollar otro código modelo norteamericano. El código NFPA, denominado *NFPA 5000*, será publicado durante el año 2002. Nuestra intención es que también *NFPA 5000* haga referencia a ACI 318-02.

Los requisitos incorporados en ACI 318-99 eliminaron la mayor parte de las modificaciones técnicas propuestas para el 318 en el capítulo correspondiente a hormigón del *IBC 2000*, las cuales se generaron a partir de las diferencias anteriormente existentes entre los códigos modelo y ACI 318-95. El Comité ACI 318 ha continuado sus esfuerzos y se espera que el 318-02 elimine virtualmente todas las enmiendas técnicas restantes.

El Comité se complace en informar que con el código ACI 318-02, el cual obviamente incorpora los cambios introducidos en ACI 318-99, se alcanzan virtualmente todas las mejoras que definimos en 1995 al preparar nuestro plan de seis años.

La siguiente es una descripción general de estos cambios y una guía parcial para facilitar el uso de esta publicación.

Capítulo 1 - Requisitos Generales

En el Capítulo 1 - Requisitos Generales, introdujimos cambios para permitir una mejor comprensión de los requisitos sísmicos y su relación con los códigos modelo norteamericanos tanto actuales como pasados. Los cambios incluyen la Tabla R1.1.8.3, la cual indica el nivel de riesgo sísmico o categorías de comportamiento o diseño sísmico de acuerdo con lo definido en ACI 318 para los diferentes niveles de riesgo.

Capítulos 3, 4 y 5 - Materiales, Requisitos de Durabilidad y Calidad, Mezclado y Colocación del Hormigón

En los Capítulos 3, 4 y 5 - Materiales, Requisitos de Durabilidad y Calidad, Mezclado y Colocación del Hormigón hay algunos requisitos nuevos o revisados, incluyendo: el establecimiento de un f'_c mínimo de 2500 psi; lineamientos sobre durabilidad; un cambio en los valores de la sobrerresistencia de diseño y criterios de aceptación para el hormigón; y la adición de cemento hidráulico mezclado. También revisamos parte del texto para evitar potenciales errores de interpretación y actualizamos el listado de publicaciones de referencia.

Capítulo 7 - Detalles de las Armaduras

En el Capítulo 7 - Detalles de las Armaduras introdujimos cambios que aclaran las tolerancias en los extremos de los miembros, y ahora claramente se permiten empalmes mecánicos y soldados para la armadura especificada en 7.13 - Requisitos para Integridad Estructural. También hay algunos requisitos nuevos para el confinamiento de bulones de anclaje colocados en las partes superiores de columnas o pedestales.

Capítulo 8 - Análisis y Diseño - Consideraciones Generales

Los cambios en el Capítulo 8 - Análisis y Diseño - Consideraciones Generales reflejan varias de las importantes mejoras propuestas para 318-02. Se ha eliminado la Sección 8.1.2, que anteriormente hacía referencia al Apéndice A, Método de Diseño Alternativo. El Método de Diseño Alternativo no se ha actualizado desde que fuera trasladado a un Apéndice en 1971, y en el Código 2002 se ha eliminado. Sólo se hace referencia al Método de Diseño Alternativo en el Comentario del Capítulo 1, y se ha agregado un nuevo Apéndice A - Modelos de Bielas y Tirantes.

El siguiente cambio importante aparece por primera vez en el Capítulo 8, y posteriormente en los Capítulos 9, 10 y 18. Traslamos el Apéndice B existente - Requisitos de Diseño Unificado para Miembros Comprimidos de Hormigón Armado y Pretensado al cuerpo principal del Código 2002. Los correspondientes requisitos del Código 318-99 se trasladaron para formar un nuevo Apéndice B - Requisitos Alternativos para Miembros de Hormigón Armado y Pretensado Comprimidos y Flexionados. Tradicionalmente los apéndices de ACI 318 han sido requisitos que estaban en proceso de ser incluidos o excluidos del Código. Nuestra intención es que el nuevo Apéndice B se pueda utilizar por ahora, pero que eventualmente sea eliminado a medida que los diseñadores se familiaricen con los requisitos incluidos en el Apéndice B desde 1995.

Los "Requisitos de Diseño Unificado" no son totalmente nuevos y tampoco deberían resultar intimidatorios. Estos requisitos simplemente presentan un diseño único, lógico, que permite diseñar tanto armadura pretensada como armadura no pretensada en un mismo miembro.

Capítulo 9 - Requisitos de Resistencia y Serviciabilidad

El Capítulo 9 - Requisitos de Resistencia y Serviciabilidad introduce en ACI 318 el cambio que posiblemente sea el más significativo desde la introducción del diseño por resistencia en 318-63. El comité ha tomado los factores de carga de ASCE 7 y los factores ϕ del Apéndice C - Factores Alternativos de Carga y Reducción de la Resistencia de ACI 318-99, actualizado los factores

de carga para considerar los valores de ASCE 7-98, reevaluado y modificado los factores ϕ y los ha eliminado del Apéndice C y trasladado al cuerpo principal del Código. Esto también ha dado origen a cambios en los Capítulos 10, 11, 12 y 20.

Trasladamos las tradicionales combinaciones de cargas y factores de reducción de la resistencia de ACI 318 ubicados en el Capítulo 9 a un nuevo Apéndice C - Factores de Carga y Reducción de la Resistencia Alternativos en ACI 318-02. Algunos de estos factores, tales como el correspondiente a la combinación de carga sísmica, fueron modificados con respecto a ACI 318-99 a fin de que fueran aceptables para cargas a nivel de resistencia.

Este cambio a las combinaciones de cargas de ASCE 7-98 le permite a los ingenieros realizar el diseño para todos los materiales (mampostería, madera, acero estructural y hormigón) utilizando las mismas combinaciones de cargas. Las estructuras diseñadas utilizando estas combinaciones de cargas y factores de reducción de la resistencia deberían ser comparables a aquellas diseñadas utilizando las anteriores combinaciones de cargas y factores de reducción de la resistencia.

Capítulo 10 - Flexión y Cargas Axiales

Los cambios introducidos en el Capítulo 10 - Flexión y Cargas Axiales incluyen un método más simple para calcular la armadura de las caras. Además, la Sección 10.15.3 - Transmisión de las Cargas de Columna a través de un Sistema de Piso modifica el límite correspondiente a la máxima relación entre la resistencia especificada del hormigón de columnas y losas, el cual pasa a 2,5.

Capítulo 11 - Corte y Torsión

Los cambios en el Capítulo 11 - Corte y Torsión eliminan las barreras para la utilización de hormigón de mayor resistencia, aclaran los requisitos para torsión y modifican los requisitos sobre armadura de corte y paneles de refuerzo en losas.

Capítulo 12 - Desarrollo y Empalmes de las Armaduras

Casi todos los cambios en el Capítulo 12 - Desarrollo y Empalmes de las Armaduras aclaran los requisitos existentes, excepto que los requisitos

sobre longitud mínima de desarrollo para cables de pretensado se han trasladado del Comentario al Código. Anteriormente el requisito estaba incluido en la sección R12.9 del Comentario; actualmente es una nueva Ecuación 12.2 del Código. La nueva sección R12.9 del Comentario proporciona lineamientos adicionales para la aplicación de estos requisitos.

Capítulo 13 - Sistemas con Losas Armadas en Dos Direcciones

Una modificación menor en el Capítulo 13 - Sistemas con Losas Armadas en Dos Direcciones permite el empleo de empalmes de tracción mecánicos o soldados en las losas armadas en dos direcciones.

Capítulo 16 - Hormigón Premoldeado

El Capítulo 16 - Hormigón Premoldeado incluye un cambio relacionado con las tolerancias de los extremos para la armadura a fin de evitar la discontinuidad de la armadura longitudinal inferior fuera de la longitud de apoyo del miembro.

Capítulo 18 - Hormigón Pretensado

En el Capítulo 18 - Hormigón Pretensado se ha creado la Tabla R18.3 - Requisitos para el Diseño por Serviciabilidad a fin de mostrar los requisitos relativos para miembros de hormigón pretensado y no pretensado. Se han establecido tres clases de miembros de hormigón pretensado flexionados en base a la tensión de la fibra extrema calculada bajo cargas de servicio. También hay requisitos adicionales para las deflexiones del hormigón pretensado en el Capítulo 9.

Se incluye una revisión de la armadura mínima requerida en losas planas armadas en dos direcciones postensadas. Este cambio ya se había incluido en el IBC 2000 bajo la forma de una enmienda a 318-99.

Una actualización de la terminología relacionada con la práctica actual en el área del hormigón pretensado llevó a introducir modificaciones editoriales en muchos de los capítulos del Código.

Capítulo 20 - Evaluación de la Resistencia de Estructuras Existentes

Al introducir el empleo de las combinaciones de cargas de ASCE 7-98 provocó una revisión de los

factores de reducción de la resistencia (ϕ) del Capítulo 20 - Evaluación de la Resistencia de Estructuras Existentes. Observar que no cambiaron los criterios de carga para los ensayos de carga.

Capítulo 21 - Requisitos Especiales para Diseño Sísmico

En ACI 318-99 los numerosos cambios significativos introducidos en el Capítulo 21 - Requisitos Especiales para Diseño Sísmico sirvieron el doble propósito de actualizar este capítulo a fin de reflejar la práctica actual y eliminar del IBC 2000 la gran mayoría de las enmiendas propuestas para 318-95. Muchos de los actuales cambios propuestos para el Capítulo 21 de ACI 318-02 actualizan los requisitos para hormigón premoldeado en regiones de riesgo sísmico, y por lo tanto deberían eliminar el último grupo de enmiendas significativas del IBC 2003. Estos requisitos incluyen nuevos requisitos para el empleo de hormigón premoldeado en: pórticos de momento especiales; muros estructurales especiales; miembros de pórticos no diseñados para resistir esfuerzos inducidos por movimientos sísmicos; pórticos de momento intermedios; y muros estructurales premoldeados intermedios. También hay requisitos especiales para: aros en pórticos intermedios; cambios que eliminan barreras para el empleo de hormigón de alta resistencia; colocación de armaduras en las conexiones de borde y en esquina de las losas; y resistencia al corte de sistemas con losas armadas en dos direcciones utilizados como pórticos de momento intermedios.

Se ha realizado una revisión editorial para utilizar consistentemente la terminología sísmica, proveer lineamientos adicionales sobre el uso de diferentes sistemas de pórticos sismorresistentes y aclarar algunos otros puntos. Esta revisión provocó cambios en los Capítulos 1 y 21 y la introducción de dos nuevas tablas. La Tabla 1.R1.1.3.3 compara la terminología de ACI 318 con la de los códigos de construcción modelo, mientras que la Tabla R21.2.1b indica las secciones del Capítulo 21 que se deben satisfacer para una condición sísmica dada. Ambas tablas serán una ayuda valiosa para los diseñadores que utilicen ACI 318.

Capítulo 22 - Hormigón Simple Estructural

En el Capítulo 22 - Hormigón Simple Estructural se ha introducido un cambio para aclarar el empleo de cimientos de hormigón simple en zonas de riesgo sísmico elevado.

Apéndice A - Modelos de Bielas y Tirantes

Como se indicó anteriormente, se eliminó el Apéndice A existente - Método de Diseño Alternativo de ACI 318-02, y se introdujo un nuevo Apéndice A - Modelos de Bielas y Tirantes. La modelación por bielas y tirantes es una herramienta valiosa para el diseño de miembros de hormigón, especialmente para regiones en las cuales no se aplica la hipótesis de sección plana de la teoría de vigas. Este es uno de los ítems que se está incorporando al Código. Como se dijo anteriormente, los apéndices se utilizan tanto para incorporar nuevas ideas como para excluir conceptos que van cayendo fuera de uso.

Una gran cantidad de material descriptivo incluido en el Comentario del Apéndice A le brinda a los diseñadores lineamientos y reglas para el correcto empleo de modelos de bielas y tirantes, que serán útiles inicialmente pero pueden no ser necesarios en el futuro. Para permitir su uso dentro del código se han introducido modificaciones en los Capítulos 8, 9, 10, 11, 12 y 15.

Apéndice B - Requisitos Alternativos para Miembros Flexionados y Comprimidos de Hormigón Armado y Pretensado

Este nuevo Apéndice B incluido en ACI 318-02 contiene los requisitos que fueron eliminados de los Capítulos 8, 10 y 18 de ACI 318-99. Se han insertado los requisitos del Apéndice B de 1999 - Requisitos de Diseño Unificado para Miembros Flexionados y Comprimidos de Hormigón Armado y Pretensado en los Capítulos 8, 9, 10 y 18 de ACI 318-02.

Apéndice C - Factores de Carga y Reducción de la Resistencia Alternativos

Este nuevo Apéndice C de ACI 318-02 contiene los factores de carga y factores de reducción de la resistencia que fueron eliminados del Capítulo 9 de ACI 318-99. Hemos insertado los factores de carga de ASCE 7-98 en el Capítulo 9 de ACI 318-02, junto con los factores de reducción de la resistencia ligeramente modificados que anteriormente se

encontraban en el Apéndice C. Como se mencionó anteriormente, algunos de los factores de carga de ACI 318-99, tales como los correspondientes a las combinaciones de cargas para diseño sismorresistente, se han modificado en este nuevo Apéndice C.

Apéndice D - Anclaje en Hormigón

El último cambio significativo en ACI 318-02 es la inclusión de un nuevo Apéndice D - Anclaje en Hormigón. La necesidad de contar con requisitos codificados sobre este tema fue identificada por el Comité 318 a fines de la década del 80 y los procedimientos propuestos se han adaptado de investigaciones realizadas en Europa así como desarrollos estadounidenses. Los procedimientos incluyen requisitos tanto para anclajes colados in situ como para anclajes instalados a posteriori.

Durante muchos años en la industria ha existido la necesidad de contar con lineamientos de diseño codificados. Hasta hoy los mejores lineamientos eran proporcionados por información no actualizada incluida en algunos códigos modelo para anclajes colados in situ y literatura proporcionada individualmente por los fabricantes de anclajes instalados a posteriori. Ahora contamos con procedimientos actualizados para ambos tipos de anclajes.

Los requisitos para el diseño por resistencia de anclajes colados in situ fueron incluidos en la Sección 1913 de IBC 2000. Estos requisitos serán eliminados cuando IBC adopte ACI 318-02.

Conclusiones

Las revisiones propuestas para ACI 318-99, al ser incorporadas para formar ACI 318-02, cambiarán de manera relativamente significativa la manera en que los ingenieros diseñan las estructuras de hormigón. No queremos que los diseñadores sientan que su universo ha cambiado radicalmente, pero tampoco es nuestra intención minimizar la magnitud de estas revisiones.

En mi opinión personal, los cambios propuestos que afectarán en mayor medida el diseño y la industria del hormigón es el paso de los Apéndices B y C de 1999 al cuerpo principal del Código, la adición del nuevo Apéndice D - Anclaje en Hormigón, la adición de requisitos sísmicos para

hormigón premoldeado y, en menor medida, la adición del nuevo Apéndice A - Modelos de Bielas y Tirantes. Existen otros numerosos cambios; sin embargo la revisión para pasar a las combinaciones de carga de ASCE 7-98 y a los requisitos del

Apéndice B de ACI 318-99 afectará significativamente nuestras vidas, pero no deja de ser interesante observar que no necesariamente afectarán significativamente los resultados.

Informado por el Comité ACI 318

Comité ACI 318
Código de Construcción Normalizado

James R. Cagley
Presidente

Basile G. Rabbat
Secretario

[Craig E. Barnes](#)
[Florian G. Barth](#)
[Roger J. Becker](#)
[Kenneth B. Bondy](#)
[John E. Breen](#)
[Anthony P. Chrest](#)
[W. Gene Corley](#)
[Robert F. Epifano](#)
[Catherine W. French](#)
[Luis E. Garcia](#)

[S. K. Ghosh](#)
[Hershell Gill](#)
[David P. Gustafson](#)
[James R. Harris](#)
[Neil M. Hawkins](#)
[C. Raymond Hayes](#)
[Richard E. Holguin](#)
[Phillip J. Iverson](#)
[James O. Jirsa](#)

[Gary J. Klein](#)
[Cary S. Kopczynski](#)
[James Lefter](#)
[H. S. Lew](#)
[James G. MacGregor](#)
[John A. Martin, Jr.](#)
[Leslie D. Martin](#)
[Robert F. Mast](#)
[Robert McCluer](#)
[Richard C. Meininger](#)

[Jack P. Moehle](#)
[Glen M. Ross](#)
[Charles G. Salmon](#)
[Mete A. Sozen](#)
[Dean E. Stephan](#)
[Richard A. Vognild*](#)
[Joel S. Weinstein](#)
[James K. Wight](#)
[Loring A. Wyllie, Jr.](#)

* Se retiró del Comité antes de la votación final

Miembros votantes del Subcomité

[Ronald A. Cook](#)
[Richard W. Furlong](#)
[William L. Gamble](#)
[Roger Green](#)
[Scott A. Greer](#)
[D. Kirk Harman](#)

[Terence C. Holland](#)
[Kenneth C. Hover](#)
[Michael E. Kreger](#)
[LeRoy A. Lutz](#)
[Joe Maffei](#)

[Steven L. McCabe](#)
[Gerard J. McGuire](#)
[Peter P. M. Meza](#)
[Denis Mitchell](#)
[Suzanne D. Nakaki](#)

[Randall W. Poston](#)
[Julio A. Ramirez](#)
[Gajanan M. Sabnis*](#)
[John R. Salmons](#)
[David H. Sanders](#)

[Thomas C. Schaeffer](#)
[Stephen J. Seguirant](#)
[Roberto Stark](#)
[Maher K. Tadros](#)
[John W. Wallace](#)
[Sharon L. Wood](#)

* Se retiró del Comité antes de la votación final

Miembros Consultores

Richard D. Gaynor
Jacob S. Grossman
John M. Hanson

Edward S. Hoffman
Francis J. Jacques
Alan h. Mattock

Richard A. Ramsey
Irwin J. Speyer

Este documento presenta numerosas revisiones al Código de Construcción ACI y su Comentario. Las partes correspondientes al código abarcan el correcto diseño y realización de las construcciones de hormigón estructural. El código ha sido reescrito de forma tal que pueda ser adoptado por

referencia en un código de construcción general, y las ediciones anteriores han sido ampliamente utilizadas de esta manera.

Entre los temas cubiertos se encuentran los aceros para armaduras; aceros para pretensado; acondicionamiento de probetas; anclaje en

hormigón; anclajes colados in situ; anclajes instalados a posteriori; cementos; códigos de construcción; diseño por resistencia; especificaciones; estructuras sismorresistentes; hormigón armado; hormigón de alta resistencia; hormigón estructural; hormigón liviano; hormigón premoldeado; hormigón pretensado; integridad estructural; limitación de la fisuración; materiales; modelos de bielas y tirantes; muros de cortante; planos; recubrimientos; resistencia al corte; resistencia flexional; vigas de gran altura; y torsión.

Las discusiones correspondientes se publicarán en una edición futura de *Concrete International*, siempre que sean recibidas antes del 1º de setiembre de 2001.

Sírvase enviar sus comentarios a:

Todd Watson, Manager of Technical Documents,
ACI International
38800 Country Club Drive
Farmington Hills, MI 48331

Copyright © 2001, American Concrete Institute
Todos los derechos reservados, incluyendo los derechos de reproducción y utilización en cualquier forma y por cualquier medio, incluyendo cualquier proceso fotográfico o dispositivo de copiado electrónico o mecánico, impreso o escrito u oral, o el registro sonoro o reproducción visual para su utilización en cualquier sistema o dispositivo de reproducción o conocimiento, sin el consentimiento escrito obtenido de los propietarios del copyright.

Sinopsis

Segundo párrafo, quinta línea

...requisitos especiales para el diseño sísmico; hormigón simple estructural; requisitos de diseño unificado en el Apéndice B;...

MOTIVO DEL CAMBIO EN LA SINOPSIS: El Método de Diseño Alternativo ha sido eliminado del código.

Introducción

Noveno párrafo

Es deseable poseer programas de ensayo y certificación para las partes individuales involucradas en la ejecución de los trabajos realizados de acuerdo con este Código. Para este propósito están disponibles los programas de certificación de los organismos Precast/Prestressed Concrete Institute, Post-Tensioning Institute y National Ready Mixed Concrete Association; los programas de certificación de personal del American Concrete Institute y el Post-Tensioning Institute; y el Programa Voluntario de Certificación

del Concrete Reinforcing Steel Institute para Plantas de Aplicación de Recubrimientos Epoxi Aplicados por Fusión. Además, el documento "Standard Specification for Agencies Engaged in the Testing and/or Inspection of Materials Used in Construction" (ASTM E 329-00b) especifica requisitos de comportamiento para las agencias de inspección y ensayo.

MOTIVO DEL CAMBIO: Advertirle a los usuarios del Código sobre la disponibilidad de los programas de certificación de personal de ACI.

Ayudas de diseño:

Agregar dos nuevos documentos a la lista de ayudas de diseño incluida en la página 3 del código:

"Guide to Durable Concrete (ACI 201.2R-92)," Comité ACI 201, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 1992, 41 pp. (Describe tipos específicos de deterioro del hormigón. Contiene una discusión de los mecanismos involucrados en el deterioro y los requisitos recomendados para los componentes individuales del hormigón, consideraciones sobre la calidad de las mezclas de hormigón,

procedimientos constructivos e influencias del ambiente al cual está expuesto. El Comentario de la sección R4.4.1 discute la diferencia entre los límites de iones cloro de ACI 201.2R-92 y el Código.)

"Guide for the Design of Durable Parking Structures (362.1R-97)," Comité ACI 362, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 1997, 40 pp. (Resume información práctica sobre durabilidad relacionada con el diseño de estructuras para el estacionamiento de vehículos. También incluye información sobre los puntos de diseño relacionados con la construcción y el mantenimiento de estructuras para el estacionamiento de vehículos.)

MOTIVO DEL CAMBIO: Hacer notar los documentos que tratan las consideraciones para durabilidad y las consideraciones especiales para durabilidad asociadas con las estructuras utilizadas para el estacionamiento de vehículos.

Capítulo 1

R1.1

Revisar el segundo párrafo:

Esto cubre el espectro de aplicaciones estructurales del hormigón, desde el hormigón no armado hasta el hormigón que contiene armadura no pretensada, acero de pretensado para armaduras pretensadas, o perfiles compuestos, tubos o tuberías de acero. Los requisitos para hormigón simple se encuentran en el Capítulo 22.

Reemplazar los párrafos quinto y sexto por tres nuevos párrafos:

El Apéndice A del código contiene nuevos requisitos para el diseño de las regiones próximas a discontinuidades geométricas o cambios abruptos de las cargas.

El Código ACI 1999 y ediciones anteriores incluía un Apéndice A conteniendo requisitos para un método de diseño alternativo para miembros de hormigón armado no pretensado utilizando cargas de servicio (sin factores de carga) y tensiones admisibles a nivel de cargas de servicio. La intención del Método de Diseño Alternativo era obtener resultados ligeramente más conservadores que los diseños por el Método de Diseño por Resistencia del código. El Método de Diseño

Alternativo del Código ACI 1999 se puede utilizar en reemplazo de las secciones aplicables del Código ACI 2002.

El Apéndice B del Código 2002 contiene requisitos para límites de armadura en base a $0,75\rho_b$, determinación del factor de reducción de la resistencia ϕ y redistribución de momentos que han estado en el código durante muchos años, incluyendo la edición 1999 del mismo. Los requisitos son aplicables para los miembros de hormigón armado y pretensado. Los diseños efectuados utilizando los requisitos del Apéndice B son igualmente aceptables que los diseños que se basan en el cuerpo principal del Código, siempre que los requisitos del Apéndice B se utilicen en su totalidad.

MOTIVO DEL CAMBIO EN R1.1: Reflejar los cambios introducidos en todo el código.

R1.1.8.1

Para estructuras ubicadas en regiones de bajo riesgo sísmico,... y detallado de estructuras de hormigón armado. Se...

MOTIVO DEL CAMBIO EN R1.1.8.1:
Consistencia de la terminología.

R1.1.8.2

Reemplazar por:

Para estructuras en regiones de riesgo sísmico moderado, o para estructuras asignadas a categorías de comportamiento o diseño sísmico intermedio, los pórticos de momento de hormigón armado dimensionados para resistir efectos sísmicos requieren detalles especiales de armadura, de acuerdo con lo especificado en 21.12. Los detalles especiales se aplican solamente a las vigas, columnas y losas a las cuales durante el diseño se les ha asignado fuerzas inducidas por los movimientos sísmicos. Los detalles especiales de armadura servirán para proporcionar un nivel adecuado de comportamiento inelástico si el pórtico es sometido a un sismo de una intensidad tal que requiera que se comporte de manera inelástica. No hay requisitos en el Capítulo 21 para muros estructurales colados in situ dispuestos para resistir efectos sísmicos, ni para otros componentes estructurales que no son parte del sistema resistente a fuerzas laterales de las estructuras en regiones de riesgo sísmico moderado, o asignadas a categorías

de comportamiento o diseño sísmico intermedio. Para los paneles de muro premoldeados diseñados para resistir fuerzas inducidas por los movimientos sísmicos, en 21.13 se especifican requisitos especiales para las conexiones entre paneles o entre paneles y la fundación. Se considera que los muros estructurales colados in situ dimensionados de manera de satisfacer los requisitos de los Capítulos 1 a 18 y el Capítulo 22 poseen suficiente tenacidad en los niveles de desplazamiento lateral anticipados para estas estructuras.

Para las estructuras ubicadas en regiones de riesgo sísmico elevado, o para las estructuras asignadas a categorías de comportamiento o diseño sísmico elevado, todos los componentes del edificio que forman parte del sistema resistente a fuerzas laterales, incluyendo las fundaciones (a excepción de las fundaciones de hormigón simple según lo permitido por 22.10.1), deben satisfacer los requisitos de 21.2 a 21.10. Además, los miembros de un pórtico que durante el diseño no se consideraron parte del sistema resistente a las fuerzas laterales deben satisfacer 21.11. La intención de los requisitos especiales para el dimensionamiento y detallado del Capítulo 21 es obtener una estructura monolítica de hormigón armado o de hormigón premoldeado con "tenacidad" adecuada para responder de manera inelástica bajo movimientos sísmicos severos. Ver también R21.2.1.

1.1.8.3

El nivel de riesgo sísmico de una región, o la categoría de comportamiento o diseño sísmico de una estructura, será...

R1.1.8.3

Reemplazar por:

Los niveles de riesgo sísmico (Mapas de Zonificación Sísmica) y las categorías de comportamiento o diseño sísmico están comprendidas dentro de la jurisdicción de un código general de construcción antes que la de ACI 318. En la edición 1999 del código se introdujeron cambios de terminología para que fuera compatible con las ediciones más recientes de los códigos modelo utilizados en los Estados Unidos de América. Por ejemplo, se introdujo la frase "categorías de comportamiento o diseño sísmico". Durante la última década ha cambiado la manera en

que se expresan los niveles de riesgo sísmico en los códigos de construcción de los Estados Unidos. Anteriormente se representaban en términos de zonas sísmicas. Las ediciones más recientes del "BOCA National Building Code" (NBC) y el "Standard Building Code" (SBC), las cuales se basan en la Referencia 1.X (NEHRP 91), expresan el riesgo no solamente en función de la intensidad anticipada del movimiento del suelo sobre la roca firme, sino también en función de la naturaleza de la ocupación y el uso de la estructura. Estos dos factores se consideran asignando la estructura a una Categoría de Comportamiento Sísmico (SPC /siglas del inglés Seismic Performance Category), la cual a su vez se utiliza para asignarle a la estructura diferentes niveles de requisitos para el detallado. El "International Building Code 2000" (IBC 2000) también utiliza los dos criterios del NBC y el SBC y también considera los efectos de la amplificación del suelo sobre el movimiento del terreno al asignar el riesgo sísmico. De acuerdo con el IBC, a cada estructura se asigna una Categoría de Diseño Sísmico (SDC /siglas del inglés Seismic Design Category). Entre otras cosas, ésta se utiliza para asignar diferentes niveles de requisitos para el detallado. La Tabla R1.1.8.3 correlaciona riesgo sísmico bajo, moderado/intermedio y elevado, es decir la terminología utilizada en varias ediciones de este código, con los diferentes métodos para asignar el riesgo utilizados en los Estados Unidos conforme a los diferentes códigos de construcción modelo, la Norma ASCE 7 y los Requisitos Recomendados NEHRP.

En ausencia de un código general de construcción que cubra las cargas y zonificación sísmica, la intención del Comité 318 es que las autoridades locales (ingenieros, geólogos y funcionarios) decidan sobre la necesidad y correcta aplicación de los requisitos especiales para el diseño sísmico. Los mapas de movimiento sísmico del terreno o mapas de zonificación sísmica, tales como los que se recomiendan en las Referencias 1.10.1.11 y 1.11.1.12 son adecuados para correlacionar el riesgo sísmico.

MOTIVO DEL CAMBIO EN R1.1.8.3: El texto y la tabla adicionales le proporcionarán al usuario algunos antecedentes sobre cómo los códigos modelo asignan el riesgo sísmico, y cómo se puede correlacionar la terminología utilizada en los

códigos modelo con la terminología utilizada en ACI 318.

1.2.1

(e) Tamaño y ubicación de todos los elementos estructurales, armaduras y anclajes;

(l) Secuencia de tensado para los tendones de postensado;

1.3.2

(c) Colocación de armaduras y anclajes;

(f) Tensado de tendones;

1.3.5

Para los pórticos de momento especiales que resisten cargas sísmicas en regiones de riesgo sísmico elevado, o en estructuras asignadas a categorías de comportamiento o diseño sísmico elevado, un inspector calificado deberá realizar una inspección continua de la colocación de las armaduras y el hormigón. El inspector estará bajo la supervisión del ingeniero responsable del diseño estructural o bajo la supervisión de un ingeniero con capacidad comprobada para supervisar la inspección de los pórticos de momento especiales que resisten cargas sísmicas en regiones de elevado riesgo sísmico, o en estructuras asignadas a categorías de comportamiento o diseño sísmico elevado.

Capítulo 2

2.1

Dispositivo de anclaje - En el postensado, dispositivos utilizados para transferir una fuerza de postensado desde el acero de pretensado al hormigón.

Tendón adherente - Tendón en el cual el acero de pretensado se adhiere al hormigón ya sea directamente o mediante llenado con mortero.

VAINA - Un conducto (liso o corrugado) que alberga el acero de pretensado para una instalación postensada. Los requisitos para las vainas de postensado se dan en la Sección 18.17.

Pretensión efectiva - Tensión remanente en el acero de pretensado una vez que se han producido todas las pérdidas.

Fuerza de tesado - En el hormigón pretensado, fuerza temporaria ejercida por un dispositivo que introduce tensión al acero de pretensado.

Postensado - Método de pretensado en el cual el acero de pretensado se tracciona una vez que el hormigón ha endurecido.

Acero de pretensado - Elemento de acero de alta resistencia, tal como alambre, barra o cable, o un atado de tales elementos, utilizado para impartir fuerzas de pretensado al hormigón.

Pretensado - Método de pretensado en el cual el acero de pretensado se tensiona antes de colocar el hormigón.

Hormigón armado - Hormigón estructural armado con no menos que las cantidades mínimas de acero de pretensado o armadura no pretensada...

Armadura - Material que satisface 3.5, excluyendo el acero de pretensado a menos que específicamente se lo incluya.

Profesional matriculado - Persona matriculada o poseedora de una licencia para practicar la profesión respectiva según lo definido por los requisitos estatutarios de las leyes de registro profesional del estado o jurisdicción en el cual se construirá el proyecto.

Revestimiento - Material que envuelve al acero de pretensado para impedir que el acero de pretensado se adhiera a...

Muros estructurales - Muros dimensionados para resistir combinaciones de cortes, momentos y fuerzas axiales inducidas por movimientos sísmicos. Un muro de cortante es un muro estructural. Los muros estructurales se categorizan de la siguiente manera:

Pórtico de momento - Pórtico en el cual los miembros y uniones resisten fuerzas mediante flexión, corte y fuerza axial...

Pórtico de momento ordinario - Pórtico de hormigón colado in situ o premoldeado que cumple con los requisitos de los Capítulos 1 a 18.

Pórtico de momento intermedio - Pórtico colado in situ que cumple con los requisitos de 21.2.2.3 y 21.12 además de los requisitos correspondientes a pórticos de momento ordinarios.

Pórtico de momento especial - Pórtico colado in situ que cumple con los requisitos de 21.2 a 21.5 o pórtico premoldeado que cumple con los requisitos de 21.2 a 21.6. Además, deben

satisfacer los requisitos correspondientes a pórticos de momento ordinarios.

Muro estructural premoldeado intermedio -

Muro que cumple con todos los requisitos aplicables de los Capítulos 1 a 18 además de 21.13.

Muro estructural de hormigón armado

especial - Muro colado in situ que cumple con los requisitos de 21.2 y 21.7 además de los requisitos correspondientes a muros estructurales de hormigón armado ordinarios.

Muro estructural premoldeado especial -

Muro premoldeado que cumple con los requisitos de 21.8. Además, deben satisfacer los requisitos correspondientes a muros estructurales de hormigón armado ordinarios y los requisitos de 21.2.

Muro estructural de hormigón armado

ordinario - Muro que cumple con los requisitos de los Capítulos 1 a 18.

Muro de hormigón simple estructural

ordinario - Muro que cumple con los requisitos del Capítulo 22.

Muro estructural premoldeado especial

Muro estructural de hormigón armado

especial - Muro que cumple con los requisitos de 21.2 y 21.6 además de los requisitos correspondientes a muros estructurales de hormigón armado ordinarios.

Tendón - En las aplicaciones pretensadas el tendón es el acero de pretensado. En las aplicaciones postensadas el tendón es un conjunto completo compuesto por anclajes, acero de pretensado y revestimiento recubierto en el caso de aplicaciones sin adherencia o vainas con mortero para aplicaciones adherentes.

Transferencia - Acción de transferir tensión del acero de pretensado desde los gatos o bancos de pretensado al miembro de hormigón.

Tendón sin adherencia - Tendón en el cual el acero de pretensado está impedido de adherirse al hormigón y puede moverse libremente en relación con el hormigón. La fuerza de pretensado es transferida permanentemente al hormigón en los extremos de los tendones exclusivamente por los anclajes.

Además, cada vez que ocurra en el código o el comentario, reemplazar el término "profesional del diseño poseedor de una licencia" por "profesional matriculado". Este es un cambio editorial. Por ejemplo:

Sección	Párrafo	Línea
1.3.1		6
R1.3.1	1	2
R1.3.1	1	7
R1.3.1	3	2
R1.3.1	3	3
R1.3.1	5	2
R5.6.1	2	2

MOTIVO DEL CAMBIO EN 2.1: El Código 1999 utiliza terminología que no es consistente con la práctica actual niy con respecto a por menos uno de los documentos a los cuales hace referencia, "Specification for Unbonded Single Strand Tendons."

La Sección 21.1 del Código incluye una nueva definición de pórtico de momento y una definición revisada de muros estructurales. Debido a que estas definiciones incluyen requisitos contenidos fuera del Capítulo 21, se recomienda repetir las dos definiciones (es decir, pórtico de momento y muros estructurales) en el Capítulo 2. El Comité ACI 318 junto con la Portland Cement Association han patrocinado ante el IBC una propuesta para modificar el código a fin de indicar que: "Muros de cortante de hormigón armado ordinarios [terminología utilizada en el IBC] son aquellos muros que cumple con los requisitos de ACI 318 correspondientes a muros estructurales de hormigón armado ordinarios." Por lo tanto, los usuarios del IBC serán referidos al ACI 318 para determinar los requisitos correspondientes a muros estructurales de hormigón armado ordinarios.

El Comité ACI 318 decidió incorporar la definición del IBC correspondiente al término "profesional matriculado", y utilizar consistentemente el término definido en el Código y el Comentario.

R2.1

Dispositivo de anclaje - ... conjuntos que combinan diferentes cuñas y placas acunadas para el anclaje de acero de pretensado con placas extremas o diafragmas especiales.

Revestimiento - Típicamente, un revestimiento es un material de polietileno de alta densidad, continuo, sin costura, extruído directamente sobre el acero de pretensado recubierto.

Capítulo 3

3.2.1

Insertar un nuevo párrafo:

(d) "Performance Specification for Blended Hydraulic Cement" (ASTM C 1157)

También listar bajo **3.8.1** como C 1157-98

MOTIVO DEL CAMBIO EN 3.2.1: Armonizar el IBC y el ACI 318 para hacer innecesaria la excepción del IBC referida a ACI 318.

3.3.2

(c) 3/4 de la mínima separación libre entre barras de armadura o alambres individuales, atados de barras, tendones individuales, atado de tendones o vainas.

3.5.1

La armadura deberá ser armadura conformada, excepto que se permitirán armaduras lisas para espirales o acero de pretensado; y...

3.5.3.1

(b) "Specification for Low-Alloy Steel Deformed and Plain Bars for Concrete Reinforcement" (ASTM A 706);

(c) "Specification for Rail Steel and Axle-Steel Deformed Bars for Concrete Reinforcement" (ASTM A 996). Las barras de acero relaminado deberán ser Tipo R;

Además, eliminar ítem (d).

MOTIVO DEL CAMBIO EN 3.5.3.1, R3.5.3.1, 3.5.4.1, R3.8, 3.8.1: Actualizar la sección a fin de reflejar las actuales especificaciones ASTM para barras de armadura.

R3.5.3.1

Reemplazar el cuarto párrafo por el siguiente:

Se requiere que las barras de armadura de acero relaminado utilizadas con este código cumplan con ASTM A 996 incluyendo los requisitos correspondientes a barras Tipo R, y que estén marcadas con la letra *R* correspondiente al tipo de acero. Se requiere que las barras Tipo R cumplan requisitos más restrictivos en los ensayos de doblado.

3.5.4.1

Las barras lisas para armaduras helicoidales deberán cumplir con la especificación listada en 3.5.3.1(a) ó (b).

3.5.5

Revisar el título de la sección: **Acero de pretensado**

3.5.5.1

El acero de pretensado deberá cumplir con una de las especificaciones siguientes:

(d) Conformación de barras ... Barras de acero ...

R3.5.5

Revisar el título de la sección: **Acero de pretensado**

R3.5.5.1

Debido a que el acero de pretensado de baja relajación se trata en un suplemento de ASTM A 421, el cual se aplica sólo cuando se especifica material de baja relajación, la correspondiente referencia ASTM se lista como una entidad independiente.

3.8.1

Esta sección ha sido actualizada. Se agregaron las especificaciones ASTM A 108 y A 996. Se eliminaron las especificaciones ASTM A 616 y A 617. Revisar la sección para que diga:

A 36/A 36M-00a	Standard Specification for Carbon Structural Steel
A 53/A 53M-99b	Standard Specification for Pipe, Steel, Black and Hot-Dipped, Zinc-Coated, Welded and Seamless
A 82-97a	Standard Specification for Steel Wire, Plain, for Concrete Reinforcement
A 108-99	Standard Specification for Steel Bars, Carbon, Cold-Finished, Standard Quality
A 184/A 184M-96	Standard Specification for Fabricated Deformed Steel Bar Mats for Concrete Reinforcement

A 185-97	Standard Specification for Steel Welded Wire Fabric, Plain, for Concrete Reinforcement	A 722/A 722M-98	Standard Specification for Uncoated High-Strength Steel Bars for Prestressing Concrete
A 242/A 242M-00a	Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Structural Steel	A767/A 767M-00b	Standard Specification for Zinc-Coated (Galvanized) Steel Bars for Concrete Reinforcement
A416/A416M-99	Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete	A775/A 775M-00	Standard Specification for Epoxy-Coated Steel Reinforcing Steel Bars
A421/A421M-98a	Standard Specification for Uncoated Stress-Relieved Steel Wire for Prestressed Concrete	A884/A 884M-99	Standard Specification for Epoxy-Coated Steel Wire and Welded Wire Fabric for Reinforcement
A496-97a	Standard Specification for Steel Wire, Deformed, for Concrete Reinforcement	A934/A 934M-00	Standard Specification for Epoxy-Coated Prefabricated Steel Reinforcing Bars
A 497-99	Standard Specification for Steel Welded Wire Fabric, Deformed, for Concrete Reinforcement	A 996/A 996M-00	Standard Specification for Rail- Steel and Axle-Steel Deformed Bars for Concrete Reinforcement
A 500-99	Standard Specification for Cold-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing in Rounds and Shapes	C 31/C31M-98	Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens
A 501-99	Standard Specification for Hot-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing	C 33-99ael	Specification for Concrete Aggregates
A 572/A572M-00	Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Columbium-Vanadium Structural Steels Steel	C 39/C 39M-99	Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens
A 588/A588M-00	Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Structural Steel with 50 ksi (345 MPa) Minimum Yield Point to 4 in. (100 mm) Thick	C42/C 42M-99	Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete
A615/A 615M-00	Standard Specification for Deformed and Plain Billet-Steel Bars for Concrete Reinforcement	C 94/C 94M-00	Specification of Ready-Mixed Concrete
A706/A 706M-00	Standard Specification for Low-Alloy Steel Deformed and Plain Bars for Concrete Reinforcement	C 109/C 109M-99	Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars (Using 2-in. or 50-mm Cube Specimens)
		C 144-99	Specification for Aggregate for Masonry Mortar
		C 150-99a	Specification for Portland Cement
		C 172-99	Practice for Sampling Freshly-Mixed Concrete
		C 192/C 192M-98	Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory

C 260-00	Specification for Air-Entraining Admixtures
C 330-99	Specification for Lightweight Aggregates for Structural Concrete
C494/C 494M-99a	Specification for Chemical Admixtures for Concrete
C 567-99a	Test Method for Unit Weight of Structural Lightweight Concrete
C 595-00	Specification for Blended Hydraulic Cements
C 618-99	Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use as a Mineral Admixture in Portland Cement Concrete
C 685-98a	Specification for Concrete Made by Volumetric Batching and Continuous Mixing
C 989-99	Specification for Ground Granulated Blast-Furnace Slag for Use in Concrete and Mortars
C 1017/C1017M-98	Specification for Chemical Admixtures for Use in Producing Flowing Concrete
C1218/C 1218M-99	Test Method for Water-Soluble Chloride in Mortar and Concrete
C1240-00e 1	Specification for Silica Fume as a Mineral Admixture in Hydraulic Cement, Concrete, Mortar and Grout
C 1157-00	Standard Performance Specification for Hydraulic Cement

R3.8

Revisar la oración adyacente a la designación y título de la Especificación A 616-96a (la oración revisada se debería ubicar adyacente a A 996/A 996M-98) de manera que se lea:

"Las barras de acero relaminado Tipo R se consideran un requisito obligatorio siempre que en este código se haga referencia a ASTM A 996."

3.8.6

Agregar una nueva sección:

La especificación ACI 355.2-00 ("Evaluating the Performance of Post-Installed Mechanical Anchors in Concrete") se declara parte de este Código tal como se expone en la presente, para el propósito citado en el Apéndice D.

R3.8.6

Agregar una nueva sección:

Paralelamente al desarrollo de los requisitos de ACI 318-02 para anclaje en hormigón, ACI 355 desarrolló un método de ensayo para definir el nivel de comportamiento requerido para los anclajes instalados a posteriori. Este método de ensayo, el ACI 355.2, contiene requisitos para el ensayo y la evaluación de anclajes instalados a posteriori tanto para aplicaciones de hormigón fisurado como de hormigón no fisurado.

3.8.7

Agregar una nueva sección:

El código AWS D 1.1:2000 (Structural Welding Code - Steel) de la American Welding Society se declara parte de este Código tal como se expone en la presente.

3.8.8

Agregar una nueva sección:

La Norma Provisoria ACI ITG/t1.1-99, "Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing," se declara parte de este Código tal como se expone en la presente.

Capítulo 4

R4.3.1

"Los cementos mezclados conforme a ASTM C 595 con la designación MS son apropiados para utilizar en aplicaciones donde el hormigón está expuesto a ambientes con contenidos de sulfato moderados."

MOTIVO DEL CAMBIO EN R4.3.1: ASTM C 595 no incluye esta declaración..

4.4.2

Ver 18.14 para tendones sin adherencia.

R4.4.2

Los ensayos de permeabilidad al cloro según ASTM C 1202 de las mezclas de hormigón antes de su uso también proporcionan una garantía adicional.

MOTIVO DEL CAMBIO EN R4.4.2: Sustituir el método de ensayo AASHTO por el método ASTM.

4.13

Eliminar AASHTO T 277 83, y agregar lo siguiente:

ASTM C 1202-97, "Standard Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration," *ASTM Book of Standards*, Parte 04.02, ASTM, West Conshohocken, Pa., 6 pp.

Capítulo 5

5.1.1

El hormigón se deberá dosificar para proporcionar una resistencia media a la compresión según lo establecido en 5.3.2, y deberá satisfacer los criterios de durabilidad del Capítulo 4. El hormigón se deberá producir de manera de minimizar la frecuencia de las resistencias por debajo de f'_c como se indica en 5.6.3.3. Para el hormigón diseñado y construido de acuerdo con el código f'_c no deberá ser inferior a 2500 psi.

MOTIVO DEL CAMBIO EN 5.1.1: Armonizar el IBC y el ACI 318 para hacer innecesaria las excepciones del IBC referidas a ACI 318.

5.2.3

Reemplazar por lo siguiente:

Las dosificaciones del hormigón se deberán establecer de acuerdo con 5.3 ó, alternativamente, de acuerdo con 5.4, y deberán cumplir los requisitos aplicables del Capítulo 4.

MOTIVO DEL CAMBIO EN 5.2.3: Eliminar posibles confusiones con respecto a la aplicación de las excepciones a los ensayos en obra y/o mezclas de prueba y la aplicación de los requisitos de durabilidad en la dosificación del hormigón.

R5.2.3

El código enfatiza el uso de pruebas en obra o mezclas de prueba en laboratorio (ver 5.3) como el método preferido para seleccionar la dosificación del hormigón.

Eliminar la frase que sigue a la indicada en el párrafo precedente.

MOTIVO DEL CAMBIO EN R5.2.3: Eliminar una frase del Comentario que ya no resulta válida.

R5.3.1

Eliminar el anteúltimo párrafo.

MOTIVO DE LOS CAMBIOS EN R5.3.1, 5.3.2.1, R5.3.2.1, 5.3.2.2, R5.3.3, 5.4.1, R5.4.1, 5.6.3.3, R5.6.3.3: Se actualizan las sobrerresistencias de diseño y los criterios de aceptación para hormigón de alta resistencia.

5.3.2.1

La resistencia media a la compresión requerida f'_{cr} usada como base para seleccionar la dosificación del hormigón se deberá determinar a partir de la Tabla 5.3.2.1 utilizando la desviación estándar calculada de acuerdo con 5.3.1.1 ó 5.3.1.2.

También eliminar las Ecuaciones (5-1) y (5-2).

R5.3.2.1

Una vez determinada la desviación estándar, la resistencia media a la compresión requerida se obtiene del mayor valor calculado con la Ec. (5-1) y la Ec. (5-2) para f'_c menor o igual que 5000 psi, o del mayor valor calculado con las Ecs. (5-1) y (5-3) para f'_c mayor que 5000 psi. La Ecuación (5-1) se basa en una probabilidad de 1 en 100 de que los promedios de tres ensayos consecutivos puedan estar por debajo de la resistencia a la compresión especificada f'_c . La Ecuación (5-2) se basa en una probabilidad similar de que un ensayo individual pueda estar más de 500 psi por debajo de la resistencia a la compresión especificada f'_c . La Ecuación (5-3) se basa en la misma probabilidad de 1 en 100 de que un ensayo individual pueda ser menor que $0.90f'_c$. Estas ecuaciones suponen ... condiciones cuando se elabore el hormigón.

Además, eliminar el párrafo que sigue al anterior.

R5.3.3

La documentación puede consistir en el registro de un ensayo de resistencia, registros de varios ensayos de resistencia, o mezclas de prueba en laboratorio o en obra adecuadas...

Reemplazar el último párrafo por:

Para resistencias superiores a 5000 psi, cuando la documentación de la resistencia media se basa en mezclas de prueba en laboratorio, puede resultar adecuado incrementar f'_{cr} calculado en la Tabla 5.3.2.2 para permitir una reducción de la resistencia de las pruebas de laboratorio a la producción real de hormigón.

5.4.1

Si los datos requeridos por 5.3 no están disponibles, la dosificación del hormigón se deberá basar en otras experiencias o informaciones, si así lo autoriza el profesional matriculado. El ... resistencias a la compresión especificadas mayores que 5000 psi.

R5.4.1

Revisar la segunda oración:

... este procedimiento no está permitido para f'_c mayor que 5000 psi y la resistencia media requerida debería superar a f'_c en al menos 1200 psi.

5.6.3.3

(b) Ningún ensayo de resistencia individual (promedio de dos probetas cilíndricas) está más de 500 psi por debajo de f'_c cuando f'_c es menor o igual que 5000 psi; ni más de $0.10f'_c$ cuando f'_c es mayor que 5000 psi.

R5.6.3.3

Un único conjunto de criterios ... ensayo de resistencia cae más de 500 psi por debajo del f'_c especificado si f'_c es menor o igual que 5000 psi, o más de 10 por ciento por debajo de f'_c si f'_c es mayor que 5000 psi. La evaluación y ... al decidir si el nivel de resistencia que se está produciendo es adecuado.

Además, eliminar el resto del párrafo indicado.

R5.6.5

Insertar un nuevo párrafo entre los párrafos segundo y tercero existentes:

Una probeta cilíndrica obtenida utilizando una broca enfriada con agua posee un gradiente de humedad entre el exterior y el interior de la probeta generado durante la perforación. Esto afecta de manera adversa la resistencia a la compresión de la probeta.^{5,8} La restricción sobre el comienzo del ensayo de una probeta permite un tiempo mínimo para que se disipe el gradiente de humedad.

Modificar la primera oración del tercer párrafo existente:

Los ensayos de probetas cilíndricas con un promedio de 85 por ciento de la resistencia especificada son realistas. Esperar que los ensayos de probetas...

MOTIVO DEL CAMBIO EN R5.6.5: Informarle a los usuarios del código que un gradiente de humedad puede afectar de manera adversa la resistencia a la compresión de la probeta.

5.6.5.3

Reemplazar por:

Las probetas se deberán preparar para su transporte y almacenamiento limpiando el agua de perforación de sus superficies y colocando las probetas en bolsas o recipientes herméticos al agua inmediatamente después de su perforación. Los ensayos no se deben realizar menos de 48 horas ni más de 7 días después de la extracción de la probeta, a menos que el profesional matriculado así lo autorice.

MOTIVO DEL CAMBIO EN 5.6.5.3: Mejorar la precisión del criterio de aceptación/rechazo del hormigón in situ representado por las probetas cilíndricas tomadas en el momento de la colocación que no satisfacen el requisito de resistencia de 5.6.5.1. Simplificar el tratamiento de las probetas ensayadas según el Método de Ensayo ASTM C 42.

Capítulo 7

7.4.2

A excepción del acero de pretensado, las armaduras de acero...

7.4.3

El acero de pretensado deberá ser...

7.5.1

Las armaduras, incluyendo los tendones, y las vainas para postensado...

R7.5.1

Las armaduras, incluyendo los tendones, y las vainas para postensado deben estar adecuadamente...

7.5.2

A menos que el ingeniero especifique lo contrario, las armaduras, incluyendo los tendones, y las vainas para postensado se deberán ubicar dentro de las siguientes tolerancias:

7.5.2.2

La tolerancia para la ubicación longitudinal de los codos y extremos de las armaduras será de ± 2 in., excepto que la tolerancia será de $\pm 1/2$ in. en los extremos discontinuos de ménsulas y cartelas, y de ± 1 in. en los extremos discontinuos de otros miembros. La tolerancia para el mínimo recubrimiento de hormigón de 7.5.2.1 también se aplicará en los extremos discontinuos de los miembros.

MOTIVO DEL CAMBIO EN 7.5.2.2: Resolver el conflicto entre ACI 318 y ACI 117.

7.6.7

Revisar el título de la sección: **Tendones y vainas**

R7.6.7

Revisar el título de la sección: **Acero y vainas de pretensado**

7.6.7.2

El atado de ... de postensado ... para impedir que el acero de pretensado, al ser traccionado, ...

R7.6.7.2

Cuando las vainas para el acero de pretensado de una viga están dispuestas verticalmente próximas unas a otras, se deben tomar precauciones para impedir que el acero de pretensado rompa y atraviese la vaina al ser traccionado. ...

Eliminar el título 7.73

Cambiar la Sección 7.7.3.1 existente a 7.7.2.

Cambiar el nombre de la sección: **7.7.2 - Hormigón colado in situ (pretensado)**

A excepción de lo indicado en 7.7.5.1, se deberá proveer el siguiente recubrimiento mínimo de hormigón para las armaduras pretensadas y no pretensadas, vainas y accesorios para los extremos."

Cambiar 7.7.2 existente a 7.7.3

Eliminar el título existente **"7.7.3 - Hormigón pretensado"**

7.7.3

Nuevo título, "Hormigón premoldeado (elaborado en planta bajo condiciones controladas)"

7.7.3

A excepción de lo indicado en 7.7.5.1, se deberá proveer el siguiente recubrimiento mínimo de hormigón para las armaduras pretensadas y no pretensadas, vainas y accesorios para los extremos:

Recubrimiento
mínimo, in.

(a) Hormigón en contacto con el suelo o expuesto a los fenómenos climáticos:

Paneles de muro:

Barras No. 14 y No. 18,
tendones de pretensado de más
de 1-1/2 in. de diámetro1-1/2

Barra No. 11 y menores, tendones
de pretensado de diámetro menor o
igual que 1-1/2 in., alambre W31 y
D31 o menores3/4

Otros miembros:

Barras No. 14 y No. 18,
tendones de pretensado de más
de 1-1/2 in. de diámetro2

Barras No. 6 a No. 11,
tendones de pretensado de
más de 5/8 in. de diámetro
hasta 1-1/2 in de diámetro1-1/2

Barra No. 5 y menores,
tendones de pretensado de
diámetro menor o igual que 5/8 in.,
alambre W31 y D31 o menores.....1-1/4

(b) Hormigón no expuesto a los fenómenos climáticos ni en contacto con el suelo:
Losas, muros, viguetas:

Barras No. 14 y No. 18,
tendones de pretensado de más
de 1-1/2 in. de diámetro 1-1/4

Tendones de pretensado
de diámetro menor o igual
que 1-1/2 in. 3/4

Barra No. 11 y menores,
alambre W31 ó D31 y menores 5/8

Vigas, columnas:

Armadura primaria d_b pero
no menos que 5/8
y no es necesario
que sea mayor
que 1-1/2

Zunchos, estribos, espirales 3/8

Cáscaras, miembros de estructuras plegadas:

Tendones de pretensado 3/4

Barra No. 6 y mayores 5/8

Barra No. 5 y menores,
alambre W31 y menores 3/8

Cambiar R7.7.2 existente a R7.7.3

Renumerar R7.7.2 cambiando a R7.7.3, y agregar un párrafo al final:

La intención del recubrimiento de hormigón de un cable pretensado es proveer una protección mínima contra los elementos climáticos y otros efectos. Este recubrimiento puede no ser suficiente para transferir o desarrollar la tensión en el cable, y puede ser necesario incrementar el recubrimiento de manera acorde.

7.7.3.2

Eliminar esta sección.

7.7.3.3

Eliminar esta sección.

7.7.5.1

Nueva sección:

Para los miembros de hormigón pretensado expuestos a ambientes corrosivos u otras condiciones de exposición severas, y que en 18.3.3 se clasifican como Clase T o C, el recubrimiento mínimo de la armadura pretensada se deberá incrementar en un 50 por ciento. Está permitido obviar este requisito si la zona de tracción precomprimida no resulta traccionada bajo cargas sostenidas.

R7.7.5.1

Nueva sección:

En las Secciones 4.4.2 y R4.4.2 se definen los ambientes corrosivos. ACI 362.1R-97, "Design of Parking Structures," pp. 21-26, contiene información adicional sobre corrosión en estructuras para estacionamiento de vehículos.

MOTIVO DEL CAMBIO EN 7.7.2, R7.7.2, 7.7.3, R7.7.3, 7.7.3.1, 7.7.3.2, 7.7.3.3, 7.7.5.1, R7.7.5.1: La Sección 7.7.3.3 de 1999 no especifica qué recubrimiento se debería utilizar para armaduras pretensadas en miembros colados en planta. Los valores de recubrimiento para hormigón premoldeado (7.7.2) no son consistentemente mayores ni menores que los correspondientes valores para hormigón pretensado (7.7.3). La sección 7.7.3.2 actual lógicamente pertenece bajo "7.7.5 - Ambientes corrosivos," y la descripción de las condiciones corrosivas se hizo consistente con el párrafo precedente. La última oración reconoce que la fuerza de pretensado cierra cualquier grieta que pueda haberse producido durante la aplicación de la totalidad de la sobrecarga. El comentario adicional reconoce los particulares problemas de corrosión que se presentan en las estructuras para el estacionamiento de vehículos.

7.10.2

...requisitos sobre armadura para tendones deben cumplir con 18.11.

7.10.5.6

Agregar una nueva sección:

Cuando se colocan bulones de anclaje en la parte superior de columnas o pedestales, los bulones deberán estar envueltos por armadura lateral que también envuelva al menos cuatro barras verticales de la columna o pedestal. La armadura lateral se deberá distribuir en una

distancia de 5 in. de la parte superior de la columna o pedestal, y deberá consistir en al menos dos barras No. 4 ó tres barras No. 3.

R7.10.5.6

Agregar una nueva sección:

En el código 2002 se agregaron requisitos para el confinamiento de bulones de anclaje colocados en la parte superior de columnas o pedestales. El confinamiento mejora la transferencia de carga de los bulones de anclaje a la columna o pilar en situaciones en las cuales el hormigón se fisura en proximidad de los bulones. Estas fisuras se pueden generar debido a fuerzas no previstas provocadas por la temperara, retracción restringida u otros efectos similares.

MOTIVO DEL CAMBIO EN 7.10.5.6, R.10.5.6: Agregar requisitos para el confinamiento de los bulones de anclaje colocados en la parte superior de columnas o pedestales para la unión de otros miembros estructurales.

7.12.3

El acero de pretensado que cumple con...

R7.12.3

Tercera oración:

Cuando la separación de los tendones utilizados para retracción ... bordes donde se aplican las fuerzas de pretensado.

R7.13.2

Modificar el segundo párrafo y agregar un nuevo tercer párrafo de la siguiente manera:

Requerir que la armadura superior e inferior continua ... que según 12.12.3 se debe extender más allá del punto de inflexión se extienda aún más y esté empalmada en la mitad del tramo o cerca de la mitad del tramo. De manera similar, la armadura inferior que según 12.11.1 se debe extender hacia el interior del apoyo debería hacerse continua ... se debería extender y desarrollar plenamente en el miembro de mayor profundidad.

En el código 2002 se agregaron requisitos para permitir el empleo de empalmes mecánicos o soldados para empalmar las armaduras, y se revisaron los requisitos para el detallado de la armadura longitudinal y estribos de las vigas. La Sección 7.13.2.2 se ha redactado nuevamente para requerir estribos en U con al menos ganchos de

135° alrededor de las barras continuas, o estribos cerrados de una pieza, ya que un estribo cruzado que forma la parte superior de un estribo cerrado de dos piezas no es efectivo para impedir que las barras superiores continuas sean arrancadas de la cara superior de la viga.

MOTIVO DEL CAMBIO EN R7.13.2, 7.13.2.1, 7.13.2.2, 7.13.2.3, 7.13.2.4: Subdividir y reorganizar la Sección 7.13.2 a fin de: (a) permitir el empleo de empalmes mecánicos y soldados para empalmar barras de armadura; y (b) mejorar la eficiencia de los detalles de la armadura en vigas perimetrales para obtener acción de catenaria en caso que el apoyo de una viga sufra daños.

7.13.2.1

En las construcciones con viguetas al menos una barra inferior deberá ser continua o deberá estar empalmada sobre el apoyo con un empalme de tracción Clase A o un empalme mecánico o soldado que satisfaga 12.14.3, y en los apoyos no continuos deberá terminar en un gancho normal.

7.13.2.2

Agregar una nueva sección:

Las vigas perimetrales de la estructura deberán tener armadura continua consistente en:

(a) al menos un sexto de la armadura de tracción requerida para momento negativo en el apoyo, pero no menos de dos barras; y

(b) al menos un cuarto de la armadura de tracción requerida para momento positivo en la mitad del tramo, pero no menos de dos barras.

7.13.2.3

Agregar una nueva sección:

Cuando se requieran empalmes para proporcionar la continuidad requerida, la armadura superior se deberá empalmar a la mitad del tramo o cerca de la mitad del tramo y la armadura inferior se deberá empalmar en el apoyo o cerca del mismo. Los empalmes deberán ser empalmes de tracción Clase A o empalmes mecánicos o soldados que satisfagan 12.14.3. La armadura continua requerida en 7.13.2.2(a) y 7.13.2.2(b) deberá estar envuelta por las esquinas de estribos en U con al menos ganchos de 135° alrededor de las barras continuas superiores, o por estribos cerrados de una pieza con al menos ganchos de 135° alrededor de una de las

barras continuas superiores. No es necesario continuar los estribos en las uniones.

7.13.2.4

Agregar una nueva sección:

En las vigas no perimetrales, cuando no se disponen estribos según lo definido en 7.13.2.3, al menos un cuarto de la armadura de momento positivo requerida en la mitad del tramo, pero no menos de dos barras, deberá ser continua o deberá estar empalmada sobre o cerca del apoyo mediante un empalme de tracción Clase A o un empalme mecánico o soldado que satisfaga 12.14.3, y en los apoyos no continuos deberá terminar en un gancho normal.

Cambiar 7.13.2.4 existente a 7.13.2.5

Capítulo 8

8.1.2

Eliminar 8.1.2 existente, reenumerar 8.1.3 como 8.1.2, y revisar:

8.1.2 - Estará permitido diseñar hormigón armado utilizando los requisitos del Apéndice B, Requisitos Alternativos para Miembros Flexionados y Comprimidos de Hormigón Armado y Pretensado.

MOTIVO DEL CAMBIO EN 8.1.2, R8.1.2, 8.1.3, R8.1.3, 8.4, R8.4, 8.4.1, 8.4.3: Simplificar el diseño para flexión y carga axial. Además, hacer que el código sea más obviamente aplicable a secciones transversales de cualquier geometría, y tanto para armadura pretensada como para armadura no pretensada en un mismo miembro. El material del código y el comentario reemplazado por esta transferencia del Apéndice B al Código se deberá transferir a un nuevo Apéndice B.

R8.1.2

Eliminar R8.1.2 y reenumerar R8.1.3 como R8.1.2.

8.1.3

Agregar una nueva sección:

Los anclajes comprendidos dentro del alcance del Apéndice D, Anclaje en Hormigón, instalados en el hormigón para transferir cargas entre elementos conectados se deberán diseñar utilizando el Apéndice D.

R8.1.3

Agregar una nueva sección:

Por primera vez el Código de Construcción ACI incluye requisitos específicos para anclaje en hormigón. Como se ha hecho en el pasado con diferentes secciones y capítulos, el nuevo material se presenta bajo la forma de un apéndice.

Se puede considerar que un apéndice no forma parte oficial de un documento legal a menos que se lo adopte específicamente. Por lo tanto, en el cuerpo principal del código se hace referencia específica al Apéndice D de manera de transformarlo en una parte legal del código.

R8.3.1

Revisar de manera que se lea:

Cargas factoreadas son cargas de servicio multiplicadas por factores de carga adecuados. Para el método de diseño por resistencia se utiliza el análisis elástico para obtener los momentos, cortes y reacciones.

MOTIVO DEL CAMBIO EN R8.3.1, R8.4: El método de diseño alternativo fue eliminado del Código ACI.

8.1.4

Agregar una nueva sección:

Los anclajes comprendidos dentro del alcance del Apéndice D, Anclaje en Hormigón, instalados en el hormigón para transferir cargas entre elementos conectados se deberán diseñar utilizando el Apéndice D.

R8.1.4

Agregar una nueva sección:

Por primera vez el Código de Construcción ACI incluye requisitos específicos para anclaje en hormigón. Como se ha hecho en el pasado con diferentes secciones y capítulos, el nuevo material se presenta bajo la forma de un apéndice.

Se puede considerar que un apéndice no forma parte oficial de un documento legal a menos que se lo adopte específicamente. Por lo tanto, en el cuerpo principal del código se hace referencia específica al Apéndice D de manera de transformarlo en una parte legal del código.

8.3.4

Agregar una nueva sección:

Estará permitido utilizar modelos de bielas y tirantes para el diseño de hormigón estructural. Ver el Apéndice A.

MOTIVO DEL CAMBIO EN 8.3.4, R8.3.4: Los modelos de bielas y tirantes son una valiosa herramienta para el diseño de miembros de hormigón, especialmente para regiones en las cuales no se aplica la hipótesis de sección plana de la teoría de vigas.

R8.3.4

Agregar una nueva sección:

El método de bielas y tirantes del Apéndice A se basa en la hipótesis que porciones de las estructuras de hormigón se pueden analizar y diseñar utilizando reticulados hipotéticos con uniones articuladas, los cuales consisten en bielas y tirantes conectados en los nudos. Este método de diseño se puede utilizar para diseñar regiones en las cuales las hipótesis básicas de la teoría flexional no son aplicables, tales como las regiones próximas a discontinuidades de las fuerzas que se producen como resultado de cargas concentradas o reacciones, y las regiones próximas a discontinuidades geométricas, tales como los puntos donde la sección transversal cambia bruscamente.

8.4

Eliminar la frase que dice:

Para los criterios sobre distribución de momentos en miembros de hormigón pretensado ver 18.10.4.

R8.4

Reemplazar por:

R8.4 - Redistribución de momentos negativos en miembros continuos flexionados

La redistribución de momentos depende de una adecuada ductilidad en las regiones de rótula plástica. Estas regiones de rótula plástica se desarrollan en puntos de máximo momento y provocan un corrimiento del diagrama elástico de momentos. El resultado habitual es una reducción de los valores de los momentos negativos en la región de rótula plástica y un aumento de los valores de los momentos positivos con respecto a los calculados mediante análisis elástico. Debido a que los momentos negativos se calculan para una disposición de cargas y los momentos positivos

para otra, cada sección tiene una capacidad de reserva que no se utiliza totalmente en ninguna de las condiciones de carga. Las rótulas plásticas permiten utilizar la capacidad total de un mayor número de secciones transversales de un miembro flexionado bajo cargas últimas.

Utilizando valores conservadores para las deformaciones limitantes del hormigón y longitudes de rótula plástica derivadas de numerosos ensayos, se analizaron miembros flexionados con poca capacidad de rotación para una redistribución de momentos de hasta 20 por ciento, dependiendo de la cuantía de armadura. Se halló que los resultados fueron conservadores (ver Fig. R8.4). Estudios realizados por Cohn^{8.2} y Mattock^{8.3} apoyan esta conclusión e indican que la fisuración y deflexión de las vigas diseñadas para redistribución de momentos no son significativamente mayores bajo cargas de servicio que las de las vigas diseñadas mediante la teoría elástica de distribución de momentos. Además, estos estudios indican que hay una adecuada capacidad de rotación disponible para la redistribución de momentos permitida por el código si los miembros satisfacen los requisitos del código.

Puede no utilizarse la redistribución de momentos para los sistemas de losa diseñados por el Método de Diseño Directo (ver 13.6.1.7).

En códigos anteriores la Sección 8.4 especificaba el porcentaje de redistribución admisible en términos de índices de armadura. El código 2002 especifica el porcentaje de redistribución admisible en términos de la deformación neta por tracción ϵ_t . En la Referencia 8.xx el usuario encontrará una comparación de estos requisitos para la redistribución de momentos.

8.4.1

Reemplazar por:

Excepto cuando para los momentos se utilizan valores aproximados, estará permitido incrementar o disminuir los momentos negativos calculados mediante la teoría elástica en los apoyos de miembros flexionados continuos para cualquier disposición de cargas supuesta en no más de 1000 ϵ_t por ciento, con un máximo de 20%.

8.4.3

Reemplazar por:

La redistribución de los momentos negativos se hará solamente cuando ε_t sea mayor o igual que 0,0075 en la sección en la cual se reduce el momento.

8.5.3

El módulo de elasticidad E_s del acero de pretensado será...

Capítulo 9

9.0

Agregar lo siguiente:

$L_r =$ sobrecarga de cubierta, o momentos y fuerzas internas relacionadas

$R =$ carga de lluvia, o momentos y fuerzas internas relacionadas

$S =$ carga de nieve, o momentos y fuerzas internas relacionadas

R9.1

Agregar la siguiente nueva sección:

R9.1 - En el código 2002 las combinaciones de cargas y factores de reducción de la resistencia del código de 1999 fueron revisadas y trasladadas al Apéndice C. Las combinaciones de 1999 fueron reemplazadas por las de ASCE 7-98.^{9xx} Los factores de reducción de la resistencia fueron reemplazados por los del Apéndice C de 1999, excepto que se incrementó el factor correspondiente a flexión.

Estos cambios se introdujeron para unificar y facilitar la profesión del diseño, utilizando un solo conjunto de factores y combinaciones de cargas, y para simplificar el dimensionamiento de estructuras de hormigón que incluyen miembros de diferentes materiales. Si se los utiliza con los factores de reducción de la resistencia de 9.3, los diseños para cargas gravitatorias serán comparables a los obtenidos utilizando los factores de reducción de la resistencia y carga de los códigos de 1999 y anteriores. Para las combinaciones con cargas laterales algunos diseños serán diferentes, pero los resultados obtenidos utilizando cualquiera de los conjuntos de factores de carga se consideran aceptables.

MOTIVO DEL CAMBIO EN R9.1: Trasladar las combinaciones de cargas y factores de reducción de la resistencia del Apéndice C al Capítulo 9.

Ajustar las combinaciones de cargas de acuerdo con las nuevas cargas de viento y cargas sísmicas para diseño por resistencia de ASCE 7-98 e IBC 2000. Actualizar los factores de reducción de la resistencia del Capítulo 20 por motivos de compatibilidad con las revisiones indicadas para el Capítulo 9. Trasladar las tradicionales combinaciones de cargas y factores de reducción de la resistencia al Apéndice C para su uso alternativo.

R9.1.1

Agregar las revisiones de R9.1.1 a R9.1, y eliminar la Sección R9.1.1:

El Capítulo 9 define las condiciones básicas de resistencia y serviciabilidad para el dimensionamiento de miembros de hormigón estructural.

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

$$\text{Resistencia de diseño} \geq \text{Resistencia requerida} \\ \phi (\text{Resistencia nominal}) \geq U$$

En el procedimiento de diseño por resistencia el margen de seguridad se obtiene multiplicando la carga de servicio por un factor de carga y la resistencia nominal por un factor de reducción de la resistencia.

9.1.3

Agregar una nueva sección:

Estará permitido diseñar estructuras y miembros estructurales utilizando las combinaciones de cargas y factores de reducción de la resistencia del Apéndice C. No estará permitido utilizar combinaciones de cargas de este capítulo en combinación con factores de reducción de la resistencia del Apéndice C.

9.2.1

Reemplazar por lo siguiente:

La resistencia requerida U deberá ser al menos igual a los efectos de las cargas factoreadas de las Ecs. (9-1) a (9-7). Se deberán investigar los efectos de una o más cargas que no actúan simultáneamente.

$$U = 1,4(D + F) \quad (9-1)$$

$$U = 1,2(D + F + T) + 1,6(L + H) + 0,5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) \quad (9-2)$$

$$U = 1,2D + 1,6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1,0L \text{ ó } 0,8W) \quad (9-3)$$

$$U = 1,2D + 1,6W + 0,5L + 1,0(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) \quad (9-4)$$

$$U = 1,2D + 1,0E + 1,0L + 0,2S \quad (9-5)$$

$$U = 0,9D + 1,6W + 1,6H \quad (9-6)$$

$$U = 0,9D + 1,0E + 1,6H \quad (9-7)$$

con las siguientes excepciones:

(a) En las Ecs. (9-3) a (9-5) estará permitido reducir el factor de carga correspondiente a L a 0,5 excepto en el caso de cocheras para estacionamiento de vehículos, áreas ocupadas como lugares de asamblea pública y cualquier área en la cual la sobrecarga L sea mayor que 100 lb/ft².

(b) Si la carga de viento W no se ha reducido mediante la aplicación de un factor de direccionalidad, en las Ecs. (9-4) y (9-6) estará permitido utilizar $1,3W$ en vez de $1,6W$.

(c) Si la carga sísmica E se basa en fuerzas sísmicas de nivel de servicio, en las Ecs. (9-5) y (9-7) se usará $1,4E$ en vez de $1,0E$.

(d) En las Ecs. (9-6) y (9-7) el factor de carga correspondiente a H se fijará igual a cero si la acción estructural provocada por H se opone a aquella provocada por W o E . Si la presión lateral del suelo provee resistencia a las acciones estructurales de otras fuerzas, no se incluirá en H pero se incluirá en la resistencia de diseño.

R9.2

Reemplazar el cuarto, quinto y sexto párrafo por:

Al determinar U para las diferentes combinaciones de cargas se deben considerar adecuadamente los signos, ya que un tipo de cargas pueden producir efectos de sentido contrario a los producidos por otro tipo de cargas diferente. Las combinaciones de cargas en que aparece $0,9D$ se incluyen específicamente para el caso en que una mayor carga permanente reduce los efectos de otras cargas.

Se deben considerar diferentes combinaciones de cargas para determinar la condición de diseño más crítica. Esto es particularmente válido cuando la resistencia depende de más de un efecto de carga, tal como la resistencia a la combinación de flexión y carga axial o la resistencia al corte en los miembros cargados axialmente.

Si circunstancias especiales requieren para la resistencia de ciertos miembros una mayor confiabilidad que la obtenida en la práctica habitual, para estos miembros puede resultar apropiado reducir los factores de reducción de la resistencia ϕ estipulados o incrementar los factores de carga U estipulados.

La ecuación para carga de viento de ASCE 7-98 e IBC 2000 incluye un factor para la direccionalidad del viento, el cual para los edificios es igual a 0,85. En las ecuaciones de las combinaciones de cargas el factor de la carga de viento se incrementó correspondientemente ($1,3 \div 0,85 = 1,53$ redondeado a 1,6). El código permite utilizar el factor de carga de viento anterior (1,3) si la carga de viento de diseño se obtiene de otras fuentes que no incluyen el factor de direccionalidad del viento.

Las ediciones recientes de los códigos de construcción modelo y las referencias de cargas de diseño han convertido las fuerzas sísmicas al nivel de resistencia, y reducido el factor de carga sísmica a 1,0 (ASCE 7-93; BOCA/NBC 93; SCB 94; UBC 97; e IBC 2000). El código requiere el uso del anterior factor de carga para las cargas sísmicas - aproximadamente 1,4 - cuando se utilizan fuerzas sísmicas de nivel de servicio de las ediciones anteriores de estas referencias.

9.2.2 a 9.2.8

Las Secciones 9.2.2 a 9.2.5 y los comentarios asociados a las mismas se han trasladado al Apéndice C. Las Secciones 9.2.6 a 9.2.8 y los comentarios asociados, se han renumerado y revisado como se indica a continuación. La Sección 9.2.4 es nueva. Revisar de la siguiente manera:

Cambiar 9.2.6 existente a 9.2.2

Cambiar R9.2.6 existente a R9.2.2

Cambiar 9.2.7 existente a 9.2.3

Cambiar R9.2.7 existente a R9.2.3

Agregar una nueva sección:

Para una estructura en una zona inundable se deberán utilizar la carga de inundación y las combinaciones de cargas de ASCE 7.

R9.2.4

Agregar una nueva sección:

Las áreas sujetas a inundación se definen por medio de mapas de riesgo de inundación, generalmente mantenidos por jurisdicciones gubernamentales.

Cambiar 9.2.8 existente a 9.2.5

9.2.5

Para el diseño de zonas de anclajes postensados se deberá aplicar un factor de carga de 1,2 a la máxima fuerza de tesado en el acero de pretensado.

MOTIVO DEL CAMBIO EN 9.2.8, R9.2.8, 9.4 y R9.5.4.2: El código emplea terminología que no es consistente con la práctica actual ni con respecto a por menos uno de los documentos a los cuales hace referencia, (es decir, "Specification for Unbonded Single Strand Tendons," revisada en julio de 1993, publicada por el Post-Tensioning Institute, a la cual se hace referencia en la Sección 18.16.4 de ACI).

Se modificaron o agregaron definiciones para aclarar la terminología. Además, se realizó una búsqueda de términos en el Código ACI 318-99 para encontrar todas las ocurrencias de la palabra "tendón." Todos los listados se muestran en estas páginas adjuntas. Los casos en los cuales en el Código ACI 318-99 el término "tendón" estaba utilizado correctamente se muestran en negrita para indicar que no se recomienda ningún cambio. Cuando el término "tendón" estaba utilizado de manera no apropiada se da la modificación sugerida.

Cambiar R9.2.8 existente a R9.2.5

R9.2.5

Aplicando el factor de carga 1,2 a la máxima fuerza de tesado en el tendón se obtiene una carga de diseño igual al 113% de la resistencia a la fluencia especificada del acero de pretensado pero no más del 96% de la resistencia última nominal del acero de pretensado. Esto se compara adecuadamente con

una fuerza de tesado máxima obtenible, la cual está limitada por el factor de eficiencia de los anclajes.

R9.3.1

Eliminar las dos últimas oraciones del segundo párrafo y agregar un tercer párrafo.

Para la edición 2002 los factores de reducción de la resistencia se ajustaron de manera de ser compatibles con las combinaciones de cargas de ASCE 7-98, las cuales sirvieron de base para las combinaciones de cargas factoreadas requeridas en los códigos de construcción modelo de ese momento. Estos factores son esencialmente los mismos que los publicados en el Apéndice C de la edición 1995, excepto que el factor para flexión/tracción se aumentó de 0.80 a 0.90. Este cambio se basa en análisis de confiabilidad del pasado⁹² y del presente, estudios estadísticos de las propiedades de los materiales, así como la opinión del comité en el sentido que el comportamiento histórico de las estructuras de hormigón apoya la adopción de $\phi = 0.9$.

9.3.1.1

Eliminar esta sección.

R9.3.1.1

Eliminar esta sección.

9.3.2.1

Revisar:

Secciones controladas por la tracción, según lo definido en 10.3.40,90

9.3.2.2

Reemplazar por:

Secciones controladas por la compresión, según lo definido en 10.3.3:

(a) Miembros con armadura helicoidal conforme a 10.9.30,70

(b) Otros miembros armados0,65

Para secciones en las cuales la deformación neta por tracción en el acero más traccionado a la resistencia nominal se encuentra entre los límites correspondientes a secciones controladas por compresión y secciones controladas por tracción, se permitirá incrementar ϕ linealmente a partir del valor correspondiente a secciones controladas por la compresión hasta 0,90 a medida que la deformación neta por tracción en el acero más

traccionado a la resistencia nominal aumenta a partir del límite de deformación unitaria controlada por la compresión hasta 0,005.

Alternativamente, si se utiliza el Apéndice B, para miembros en los cuales f_y no es mayor que 60.000 psi, con armadura simétrica, y con $(h-d'/d_s)/h$ no menor que 0,70 estará permitido incrementar ϕ linealmente hasta 0,90 a medida que ϕP_n disminuye desde $0,10f_cA_g$ hasta cero. Para otros miembros armados estará permitido incrementar ϕ linealmente hasta 0,90 a medida que ϕP_n disminuye desde $0,10f_cA_g$ ó ϕP_b , cualquiera sea el valor que resulte menor, hasta cero.

R9.3.2.2

Reemplazar por:

Antes de la edición 2002 el Código ACI especificaba la magnitud del factor ϕ para casos de carga axial o flexión, o ambas, en términos del tipo de carga. Para estos casos ahora el factor ϕ se determina por las condiciones de deformación en una sección transversal, a la resistencia nominal.

Para las secciones controladas por la compresión se utiliza un factor ϕ menor que para las secciones controladas por la tracción. Esto se debe a que las secciones controladas por la compresión poseen menos ductilidad, son más sensibles a las variaciones de la resistencia del hormigón y generalmente se dan en miembros que soportan mayores áreas cargadas que los miembros con secciones controladas por la tracción. A los miembros con armadura helicoidal se les asigna un ϕ mayor que a los miembros con estribos, ya que poseen mayor ductilidad o tenacidad.

Para secciones sometidas a carga axial con flexión, las resistencias de diseño se determinan multiplicando tanto P_n como M_n por el único valor de ϕ correspondiente. Las secciones controladas por la compresión y la tracción se definen en 10.3.3 y 10.3.4 como aquellas que poseen una deformación neta por tracción en el acero más traccionado a la resistencia nominal menor o igual que el límite de deformación controlada por compresión y mayor o igual que 0,005 respectivamente. Para secciones con deformaciones netas por tracción ϵ_t en el acero más traccionado a la resistencia nominal comprendido entre los límites arriba indicados, el valor de ϕ se puede determinar mediante interpolación lineal como se ilustra en la Fig. R9.3.2. El concepto de

deformación neta por tracción ϵ_t se discute en R10.3.3.

Como en 10.2.3 se supone que la deformación por compresión del hormigón a la resistencia nominal es de 0,003, los límites de deformación neta por tracción para los miembros controlados por la compresión también se puede expresar en términos de la relación c/d_t , donde c es la profundidad del eje neutro a la resistencia nominal y d_t es la distancia entre la fibra extrema comprimida y el acero más traccionado. Los límites de c/d_t para las secciones controladas por la compresión y por la tracción son 0,6 y 0,375 respectivamente. El límite 0,6 se aplica a secciones armadas con acero Grado 60 y a secciones pretensadas. La Fig. R9.3.2 también presenta ecuaciones para calcular ϕ en función de c/d_t .

El límite de deformación neta por tracción para las secciones controladas por la tracción también se puede expresar en términos de ρ/ρ_b como se definía en ediciones anteriores del código. Un límite de deformación neta por tracción de 0,005 corresponde a una relación ρ/ρ_b de 0,63 para secciones rectangulares con armadura Grado 60. En la Ref. 9.XX el usuario encontrará una comparación de estos requisitos con la Sección 9.3 del Código ACI 1999.

9.3.2.3

Corte y torsión.....0,75

9.3.2.4

Apoyo sobre hormigón (excepto zonas de anclaje postensado y modelos de bielas y tirantes)0,70

9.3.2.6

Agregar una nueva sección:

9.3.2.6 - Modelos de bielas y tirantes (Apéndice A), bielas, montantes, zonas nodales y áreas de apoyo en estos modelos0,75

R9.3.2.6

Agregar una nueva sección:

El factor ϕ utilizado en los modelos de bielas y tirantes se toma igual al factor ϕ para corte. El valor de ϕ para los modelos de bielas y tirantes se aplica a las bielas, montantes y áreas de apoyo en estos modelos.

9.3.2.7

Agregar una nueva sección:

Flexión sin carga axial en miembros pretensados en los cuales el empotramiento de los cables es menor que la longitud de desarrollo según lo establecido en 12.9.1.10,75

R9.3.2.7

Agregar una nueva sección:

Si una sección crítica ocurre en una región donde el cable no está totalmente desarrollado, la falla se puede producir por desprendimiento de la adherencia. Este tipo de falla se asemeja a una falla frágil por corte; a esto se deben los requisitos para un factor ϕ reducido.

9.3.5

Los factores de reducción de la resistencia ϕ para flexión, compresión, corte y apoyo del hormigón simple estructural en el Capítulo 22 deberán ser 0,55.

9.4

Los diseños no se deben basar en una resistencia a la fluencia de la armadura f_y mayor que 80.000 psi, excepto para el acero de pretensado.

9.5.4.1

Para miembros flexionados diseñados de acuerdo con los requisitos del Capítulo 18 la deflexión instantánea se deberá calcular mediante los métodos o fórmulas habituales correspondientes a deflexiones elásticas, y estará permitido utilizar el momento de inercia de la sección bruta de hormigón para miembros flexionados Clase U, según lo definido en 18.3.3.

R9.5.4.1

Las deflexiones instantáneas de los miembros de hormigón pretensado Clase U se pueden calcular mediante los métodos o fórmulas habituales correspondientes a deflexiones elásticas utilizando el momento de inercia de la sección bruta de hormigón (no fisurada) y el módulo de elasticidad del hormigón especificado en 8.5.1.

9.5.4.2

Agregar 9.5.4.2 nueva y renumerar 9.5.4.2, 9.5.4.3 y 9.5.4.4, respectivamente:

Para miembros flexionados Clase C y Clase T, según lo definido en 18.3.3, el cálculo de las

deflexiones se deberá basar en un análisis de sección fisurada transformada. Estará permitido basar los cálculos en una relación momento-deflexión bilineal, o un momento de inercia efectivo según lo definido por la Ec. (9-7).

MOTIVO DEL CAMBIO EN 9.5.4.2: Las revisiones del Capítulo 18 hacen surgir requisitos adicionales para la deflexión de miembros pretensados fisurados. Lógicamente estos requisitos pertenecen en el Capítulo 9.

R9.5.4.2

Agregar R9.5.4.2 nueva y renumerar R9.5.4.2 existente como R9.5.4.3.

Los miembros flexionados pretensados Clase C y Clase T se definen en 18.3.3. La Referencia 9.x contiene información sobre el cálculo de deflexiones utilizando una relación momento-deflexión bilineal y utilizando un momento de inercia efectivo. La Referencia 9.y contiene información adicional sobre deflexión de miembros de hormigón pretensado fisurado.

En la Referencia 9.15 se ha demostrado que se puede utilizar el método I_e para calcular las deflexiones de miembros pretensados Clase T cargados por encima de la carga de fisuración. Para este caso el momento de fisuración debe tomar en cuenta el efecto del pretensado. En la Referencia 9.15 también se presenta un método para predecir el efecto del acero traccionado no pretensado en la reducción de la combadura por fluencia lenta con formas aproximadas a las cuales se hace referencia en las Referencias 9.9 y 9.16.

Cambiar R9.5.4.2 existente a R9.5.4.2

Revisar (hacia el final del segundo párrafo):

... El acortamiento tiende a reducir la tracción en el acero de pretensado...

Cambiar 9.5.4.3 existente a 9.5.4.4

Las deflexiones calculadas de acuerdo con 9.5.4.1, 9.5.4.2, 9.5.4.3 y 9.5.4.3 no deberán ser mayores que los límites indicados en la Tabla 9.5(b).

Capítulo 10

10.0

Eliminar la definición de A_{sk} y agregar las siguientes:

A_b = área de una barra o alambre horizontal individual, in.²

S_{sk} = separación de la armadura de las caras, in.

10.2.2

La deformación en la armadura y el hormigón se supondrá directamente proporcional a la distancia a partir del eje neutro, excepto que, para vigas de gran altura según lo definido en 10.7.1, se deberá utilizar un análisis que considere una distribución no lineal de la deformación. Alternativamente, estará permitido utilizar un modelo de bielas y tirantes. Ver 10.7, 11.8 y Apéndice A.

10.3.1

Reemplazar por:

El diseño de secciones transversales sujetas a flexión o cargas axiales, o a una combinación de flexión y cargas axiales, se deberá basar en la compatibilidad de tensiones y deformaciones usando las hipótesis de 10.2.

10.3.2

Reemplazar por:

En una sección transversal existen condiciones de deformación equilibrada cuando la armadura de tracción llega a la deformación correspondiente a su resistencia a la fluencia especificada f_y en el mismo momento en que el hormigón comprimido llega a su deformación unitaria última supuesta de 0,003.

10.3.3

Reemplazar por:

Las secciones son controladas por la compresión cuando la deformación neta por tracción en el acero más traccionado es menor o igual que el límite de deformación controlada por la compresión en el momento en que el hormigón comprimido alcanza su límite de deformación supuesto de 0,003. El límite de deformación controlada por la compresión es la deformación neta por tracción en la armadura en condiciones de deformación unitaria equilibrada. Para armadura Grado 60, y para todas las armaduras pretensadas,

estará permitido fijar el límite de deformación controlada por compresión igual a 0,002.

R10.3.3

Reemplazar por lo siguiente:

La resistencia nominal a la flexión de un miembro se alcanza cuando la deformación en la fibra extrema comprimida llega al límite de deformación supuesto de 0,003. La deformación neta por tracción ϵ_t es la deformación por tracción en el acero más traccionado a la resistencia nominal, excluyendo las deformaciones debidas al pretensado, fluencia lenta, retracción y temperatura. La deformación neta por tracción en el acero más traccionado se determina a partir de una distribución lineal de las deformaciones a la resistencia nominal, ilustrada en la Fig. R10.3.3, utilizando triángulos semejantes.

Cuando la deformación neta por tracción en el acero más traccionado es suficientemente grande (mayor o igual que 0,005) la sección se define como controlada por la tracción, en la cual se puede anticipar que la falla se advierta anticipadamente por la deflexión y fisuración excesivas. Cuando la deformación neta por tracción en el acero más traccionado es pequeña (menor o igual que el límite de deformación controlada por la compresión) se puede anticipar una condición de falla frágil, la cual se presenta prácticamente sin advertencia. Los miembros flexionados generalmente son controlados por la tracción, mientras que los miembros comprimidos generalmente son controlados por la compresión. Algunas secciones, tales como aquellas con baja carga axial y momento flector elevado, tendrán una deformación neta por tracción en el acero más traccionado comprendida entre los límites arriba indicados. Estas secciones se encuentran en una región de transición entre las secciones controladas por la compresión y aquellas controladas por la tracción. La Sección 9.3.2 especifica los factores de reducción de la resistencia adecuados para las secciones controladas por la tracción y por la compresión, y para casos intermedios comprendidos en la región de transición.

Antes del desarrollo de estos requisitos el código definía condiciones de deformación equilibrada como aquellas existentes en una sección transversal cuando la armadura traccionada alcanza la deformación correspondiente a su resistencia a la fluencia especificada f_y en el mismo

momento en que el hormigón comprimido llega a su límite de deformación supuesto de 0,003. La cuantía de armadura ρ_b se definía como la cuantía de armadura que producía condiciones de deformación equilibrada. La deformación por tracción limitante para miembros flexionados no se explicitaba, sino que estaba implícita en la máxima cuantía de tracción que se daba como una fracción de ρ_b , la cual dependía de la resistencia a la fluencia de la armadura. El nuevo límite de la deformación neta por tracción igual a 0,005 para las secciones controladas por la tracción se eligió de manera de ser un único valor aplicable a todos los tipos de acero (pretensado y no pretensado) permitidos por este código. Observar que el límite de deformación neta por tracción de 0,005 no es un límite absoluto (como lo era el límite de $0,75\rho_b$ en las ediciones anteriores), sino un punto en el cual comienza a variar el factor de reducción de la capacidad. Se permiten elevadas cuantías de armadura que producen una deformación neta por tracción menor que 0,005; pero estas cuantías no son económicas debido a la reducción del factor ϕ . En los miembros flexionados resulta más económico añadir armadura de compresión si fuera necesario para hacer que $\epsilon_t \geq 0,005$.

A menos que se requieran cantidades inusuales de ductilidad, con el límite de 0,005 se obtendrá un comportamiento dúctil para la mayoría de los diseños. Una condición en la cual se requiere un comportamiento más dúctil es en el diseño para redistribución de momentos en miembros y pórticos continuos. La Sección 8.4 permite la redistribución de los momentos negativos. Como la redistribución de momentos depende de una adecuada ductilidad en las regiones de formación de rótulas, la redistribución de momentos se limita a secciones que tienen una deformación neta por tracción de al menos 0,0075.

Para vigas con armadura de compresión, o para vigas T, los efectos de la armadura de compresión y las alas se toman en cuenta automáticamente en el cálculo de la deformación neta por tracción ϵ_t .

10.3.4

Agregar nueva sección 10.3.4

Las secciones son controladas por la tracción cuando la deformación neta por tracción en el acero más traccionado es mayor o igual que 0,005 en el mismo momento en que el hormigón comprimido alcanza su límite de deformación supuesto de

0,003. Las secciones con una deformación neta por tracción en el acero más traccionado comprendida entre el límite de deformación controlada por la compresión y 0,005 constituyen una región de transición entre las secciones controladas por la compresión y aquellas controladas por la tracción.

Cambiar 10.3.4 existente a 10.3.5

Cambiar 10.3.5 existente a 10.3.6

Cambiar 10.3.5.1 existente a 10.3.6.1

Cambiar 10.3.5.2 existente a 10.3.6.2

Cambiar 10.3.5.3 existente a 10.3.6.3

Cambiar 10.3.6 existente a 10.3.7

10.3.7

Los miembros sometidos a carga de compresión axial se deberán diseñar para el máximo momento que puede acompañar a la carga axial. La carga axial factoreada P_u para una excentricidad dada no deberá ser mayor que la dada en 10.3.6. El máximo momento factoreado M_u se deberá amplificar por los efectos de la esbeltez de acuerdo con 10.10.

Cambiar R10.3.5 y R10.3.6 existentes a R10.3.6 y R10.3.7

R10.5

Modificar el segundo párrafo:

Para impedir esta falla, 10.5.1 requiere una cantidad mínima de armadura de tracción tanto en las regiones de momento positivo como en las de momento negativo. Si se especifica una resistencia del hormigón superior a 5000 psi, el valor $200 / f_y$ antes prescrito puede no ser suficiente. Con la Ec. (10-3) se obtiene la misma cantidad de armadura que $200b_{wd} / f_y$ cuando f'_c es igual a 4440 psi. Cuando el ala de una sección está traccionada la cantidad de armadura de tracción necesaria para hacer que la resistencia de la sección armada sea igual a la de la sección no armada es alrededor del doble que para una sección rectangular o para una sección en la cual el ala está comprimida. Una mayor cantidad de armadura mínima de tracción es particularmente necesaria en voladizos y otros miembros estáticamente determinados en los cuales

no existe posibilidad de redistribución de momentos.

10.5.2

Eliminar la Ec. (10-4) y renumerar las Ecs. (10-5) a (10-22) en el código y el comentario.

Para miembros estáticamente determinados con un ala en tracción el área $A_{s, min}$ debe ser mayor o igual que el valor dado por la Ec. (10-3) reemplazando b_w ya sea por $2b_w$ o el ancho del ala, cualquiera sea el valor que resulte menor.

MOTIVO DEL CAMBIO EN 10.5.2: La Ec. (10-4) da requisitos mínimos de armadura flexional para secciones que tienen el ala en tracción. En su forma actual la ecuación aparentemente da una mayor tensión de fisuración que la utilizada en la Ec. (10-3). La modificación se refiere a la Ec. (10-3) y define el ancho apropiado cuando el ala está en tracción.

10.6.7

Si la profundidad efectiva d de una viga o vigueta es mayor que 36 in. se deberá distribuir armadura longitudinal a lo largo de ambas caras laterales del miembro en una distancia $d/2$ más próxima a la armadura flexional traccionada. La separación s_{sk} entre las barras o alambres longitudinales en las caras no debe ser mayor que el menor valor entre $d/6$, 12 in. y $1000A_b/(d-30)$. Estará permitido...

MOTIVO DEL CAMBIO EN 10.6.7: El Subcomité SC5 del Comité Técnico ISO TC71 desarrolló una versión simplificada de la Sección 10.6.7 de ACI 318. Esta versión da por resultado la misma cantidad de armadura que 10.6.7 pero su aplicación es más sencilla. Debido a que no variarán los resultados del diseño no se incluye ningún ejemplo.

R10.6.7

En miembros flexionados relativamente profundos se debería colocar algo de armadura próxima a las caras verticales de la zona traccionada a fin de limitar la fisuración del alma^{10.16} (Fig. R10.6.7). Sin esta armadura auxiliar el ancho de las fisuras del alma puede ser mayor que el ancho de las fisuras al nivel de la armadura flexional traccionada. Cuando los requisitos para vigas de gran altura, muros o paneles premoldeados requieren mayor cantidad de acero, estos requisitos

(junto con los correspondientes requisitos de separación) serán determinantes.

10.7

Revisar el título de la sección:

Vigas de gran altura

R10.7

Nuevo título y texto:

Vigas de gran altura

Las relaciones longitud de tramo-profundidad usadas en la edición 1999 del código y anteriores para definir una viga de gran altura se basaban en trabajos publicados en 1946 y 1953. Las definiciones de viga de gran altura dadas en 10.7.1 y 11.8.1 de estos anteriores códigos diferían entre sí y diferían de la definición del código 2002, la cual se ha reformulado y expresado en base al comportamiento de las regiones D (ver Apéndice A). Las definiciones de viga de gran altura de las Secciones 10.7.1 y 11.8.1 del código 2002 son iguales.

El código 2002 no contiene requisitos detallados para el diseño de vigas de gran altura a flexión, excepto que es necesario considerar la no linealidad de la distribución de la deformación y el pandeo lateral. Las Referencias 10.21, 10.22 y 10.23 contienen sugerencias para el diseño de vigas de gran altura a flexión.

10.7.1

Reemplazar por:

Las vigas de gran altura son miembros cargados en una cara y apoyados en la cara opuesta de manera que se puedan desarrollar bielas de compresión entre las cargas y los apoyos, y ya sea

- (a) tramos libres menores o iguales que cuatro veces la profundidad efectiva d ; o bien
- (b) regiones cargadas con cargas concentradas a una distancia menor o igual que $2d$ a partir de la cara del apoyo.

Las vigas de gran altura se deberán diseñar ya sea tomando en cuenta la distribución no lineal de la deformación, o según el Apéndice A. (Ver también 11.8.1.1 y 12.10.6). También se deberá considerar el pandeo lateral.

10.7.4

La armadura mínima horizontal y vertical en las caras laterales de las vigas de gran altura deberá satisfacer ya sea A3.3 o bien 11.8.4 y 11.8.5.

10.13.2

Para miembros comprimidos no arriostrados contra el desplazamiento lateral estará permitido despreciar los efectos de la esbeltez cuando $k\ell_u/r$ es menor que 22.

MOTIVO DEL CAMBIO EN 10.13.2:
Consistencia del estilo editorial del código 318.

10.15.3

Para columnas soportadas lateralmente en cuatro lados por vigas de aproximadamente igual profundidad o por losas estará permitido basar la resistencia de las columnas en una resistencia supuesta del hormigón en la unión de la columna igual a 75 por ciento de la resistencia del hormigón de la columna más 35 por ciento de la resistencia del hormigón del piso. En la aplicación de 10.15.3 la relación entre la resistencia del hormigón de la columna y la resistencia del hormigón de la losa no se deberá tomar mayor que 2,5 para el diseño.

MOTIVO DEL CAMBIO EN 10.15.3: Limitar la aplicabilidad, ya que las investigaciones muestran que la resistencia de las columnas es menor cuando las losas están cargadas y los diferenciales entre las resistencias del hormigón son elevados.

R10.15.3

Agregar una nueva sección:

Las investigaciones^{10.XX} han mostrado que las losas fuertemente cargadas no proporcionan tanto confinamiento como las losas ligeramente cargadas cuando las relaciones entre la resistencia del hormigón de las columnas y la resistencia del hormigón de las losas es mayor que aproximadamente 2,5. Por lo tanto, se limita la relación entre las resistencias del hormigón adoptadas en el diseño.

Capítulo 11

11.0

f_{pu} = resistencia a la tracción especificada del acero de pretensado, psi

α_v = relación entre la rigidez flexional del cabezal de refuerzo y la de la sección de losa compuesta que lo rodea. Ver 11.12.4.5

A_g = área bruta de una sección, in.² Para una sección hueca A_g es solamente el área del hormigón y no incluye el área de los vacíos. Ver 11.6.1

N_u = carga axial factoreada normal a la sección transversal que ocurre simultáneamente con V_u o T_u ; se debe considerar positiva para tracción, lb.

R11.0

Revisar el final del tercer párrafo:

... Las vigas consideradas tenían algunos tendones rectos o barras de armadura en la parte inferior de la sección, y tenían estribos que envolvían dicho acero.

11.1.1

Excepto para miembros diseñados de acuerdo con el Apéndice A, el diseño de secciones transversales sujetas a corte se deberá basar en:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (11-1)$$

donde V_u es la fuerza de corte factoreada en la sección considerada y V_n es la resistencia nominal al corte calculada como:

$$V_n = V_c + V_s \quad (11-2)$$

donde V_c es la resistencia nominal al corte provista por el hormigón de acuerdo con 11.3, 11.4 ó 11.12, y V_s es la resistencia nominal al corte provista por la armadura de corte de acuerdo con 11.5.6, 11.10.9 ó 11.12.

R11.1

Agregar nuevos párrafos al final de la sección:

El Apéndice A permite el uso de modelos de bielas y tirantes para el diseño al corte de regiones perturbadas. Los procedimientos tradicionales de diseño al corte, los cuales ignoran las regiones D, son aceptables en tramos que incluyen regiones B.

R11.12

Reemplazar por:

Debido a la falta de datos de ensayo y experiencia práctica con hormigones cuyas resistencias a la compresión son mayores que 10.000 psi, la edición 1989 del código imponía un valor máximo de 100 psi para $\sqrt{f'_c}$ a utilizar en el

cálculo de la resistencia al corte de vigas, viguetas y losas de hormigón. Se permitían excepciones a este límite en vigas y viguetas en las cuales la armadura transversal satisfacía un valor incrementado para la mínima cantidad de armadura del alma. Existen datos de ensayo limitados sobre la resistencia al corte bidireccional o punzonado de las losas de hormigón de alta resistencia. Hasta acumular mayor experiencia relacionada con losas construidas utilizando hormigones con resistencias a la compresión mayores que 10.000 psi resulta prudente limitar $\sqrt{f'_c}$ a 100 psi para el cálculo de la resistencia al corte.

11.1.2.1

Estará permitido usar valores de $\sqrt{f'_c}$ mayores que 100 psi para calcular V_c , V_{ci} y V_{cw} para vigas de hormigón armado y pretensado y construcciones con viguetas con una armadura de alma mínima de acuerdo con 11.5.5.3, 11.5.5.4 ó 11.6.5.2.

MOTIVO DEL CAMBIO EN 11.1.2.1: Eliminar del Capítulo 11 barreras que potencialmente podrían restringir el uso de hormigones de alta resistencia.

R11.1.2.1

Agregar una nueva sección:

En base a los resultados de ensayo publicados en las Referencias 11.7, 11.8, 11.9, 11.aa y 11.bb, se requiere un aumento de la mínima cantidad de armadura transversal para el hormigón de alta resistencia. Estos ensayos indicaron una reducción de la resistencia al corte de reserva a medida que f'_c aumentaba en vigas armadas con la cantidad mínima de armadura transversal especificada, equivalente a una tensión de corte efectiva de 50 psi. Un requisito introducido en la edición 1989 del código requería un aumento de la mínima cantidad de armadura transversal para resistencias del hormigón comprendidas entre 10.000 y 15.000 psi. Este requisito, que provocaba un brusco aumento de la mínima cantidad de armadura transversal al llegar a una resistencia a la compresión de 10.000 psi, ha sido reemplazado por un incremento gradual de la A_v mínima a medida que aumenta f'_c , según lo indicado por la Ec. (11-13).

11.4.3

En un miembro pretensado en el cual la sección a una distancia $h/2$ de la cara del apoyo está más próxima al extremo del miembro que la longitud de transferencia del acero de pretensado ... Se asumirá que la fuerza de pretensado varía linealmente entre cero en el extremo del acero de pretensado hasta un máximo a una distancia a partir del extremo del acero de pretensado igual a la longitud de transferencia, ...

R11.4.3 y R11.4.4

...La Sección 11.4.3 se refiere a la resistencia al corte en secciones dentro de la longitud de transferencia del acero de pretensado cuando la adherencia del acero de pretensado se extiende hasta el extremo del miembro.

La Sección 11.4.4 se refiere a la resistencia al corte en secciones dentro de la longitud en la cual parte del acero de pretensado no está adherido al hormigón, o dentro de la longitud de transferencia del acero de pretensado para la cual la adherencia no se extiende hasta el extremo de la viga.

11.5.5.3

... y miembros no pretensados se calculará como:

$$A_v = 0,75\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_y} \quad (11-13)$$

pero no será menor que $(50b_w s)/f_y$, donde b_w y s se expresan en pulgadas.

MOTIVO DEL CAMBIO EN 11.5.5.3: Eliminar del Capítulo 11 barreras que potencialmente podrían restringir el uso de hormigones de alta resistencia.

R11.5.5.3

Agregar la siguiente nueva sección:

Las versiones anteriores del código requerían una mínima sección de armadura transversal que era independiente de la resistencia del hormigón. Ensayos^{11.9} han indicado la necesidad de aumentar la mínima sección de armadura de corte a medida que aumenta la resistencia del hormigón, a fin de impedir fallas bruscas cuando se produce fisuración diagonal. La Ec. (11-13) indica un aumento gradual

de la mínima sección de armadura transversal, a la vez que mantiene el valor mínimo anterior.

R11.6

Revisar el último párrafo:

El procedimiento de diseño se deriva y compara con los resultados de ensayo de las Referencias 11.24 y 11.xx.

11.6.1

Agregar título:

Torsión crítica

Agregar un nuevo ítem al final de 11.6.1

- (c) Para miembros no pretensados sometidos a una fuerza de tracción o compresión axial:

$$\phi \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{4 A_g \sqrt{f'_c}}}$$

MOTIVO DE LOS CAMBIOS EN 11.6.1, R11.6.1, 11.6.1.1, 11.6.1.2 y 11.6.2.2: Cuando los requisitos sobre torsión del Código ACI se aplican a secciones huecas, la torsión crítica, por debajo de la cual se pueden ignorar los efectos torsionales, es una fracción mayor de la torsión de fisuración que en el caso de secciones macizas.

R11.6.1

Modificar el segundo, tercero y cuarto párrafo: Para los miembros macizos la interacción entre la torsión de fisuración y el corte de fisuración diagonal es aproximadamente circular o elíptica. Para este tipo de relaciones una torsión de $0.25T_{cr}$ como la utilizada en 11.6.1 corresponde a una reducción del 3% en el corte de fisuración diagonal. Esta reducción del corte de fisuración diagonal se consideró despreciable. La tensión de fisuración $4\sqrt{f'_c}$ intencionalmente se ha tomado como un valor limitante inferior.

Para miembros pretensados...../ $4\sqrt{f'_c}$ por la correspondiente torsión en una viga no pretensada. En la parte (c) de 11.6.1 hay una modificación similar para miembros sometidos a carga axial y torsión.

A los efectos de la torsión un miembro hueco se define como aquel que posee uno o más vacíos longitudinales, tal como una viga cajón de una o

múltiples celdas. Los pequeños vacíos longitudinales, tales como las vainas de postensado no hormigonadas para las cuales resulta A_g/A_{cp} mayor que 0,95 se pueden ignorar al calcular la torsión crítica en 11.6.1. Para las secciones huecas se supone que la interacción entre la torsión de fisuración y el corte de fisuración varía entre una relación elíptica para miembros con pequeños vacíos y una relación lineal para secciones de pared delgada con grandes vacíos. Para una interacción lineal un torque de $0.25T_{cr}$ provocaría una reducción del corte de fisuración diagonal de alrededor del 25%. Esta reducción se consideró excesiva.

En el código 2002 se introdujeron dos cambios en 11.6.1 para su aplicación a secciones huecas. En primer lugar, los límites de torsión mínima del código 1999 se multiplicaron por (A_g/A_{cp}) debido a que ensayos realizados sobre vigas macizas y huecas^{11.yy} indican que la torsión de fisuración de una sección hueca es aproximadamente (A_g/A_{cp}) por la torsión de fisuración de una sección maciza que posee las mismas dimensiones exteriores. El segundo cambio fue multiplicar nuevamente la torsión de fisuración por (A_g/A_{cp}) para reflejar la transición entre la interacción circular de las cargas de fisuración diagonal en corte y torsión correspondiente a miembros macizos y la interacción aproximadamente lineal correspondiente a secciones huecas de pared delgada.

11.6.1.1

Agregar una nueva sección:

Para miembros aislados que poseen alas y para miembros colados de forma monolítica con una losa, el ancho de ala en voladizo usado para calcular A_{cp} y p_{cp} deberá cumplir con 13.2.4, excepto que las alas en voladizo se deberán despreciar cuando el parámetro A_{cp}^2/p_{cp} calculado para una viga con alas es menor que el calculado para la misma viga ignorando las alas.

11.6.1.2

Agregar una nueva sección:

Para una sección hueca, en 11.6.1 se deberá usar A_g en vez de A_{cp} , y los límites exteriores de la sección deberán cumplir con 13.2.4.

R11.6.2.1 y R11.6.2.2

Modificar el sexto párrafo:

Cuando el momento torsor es mayor que la torsión de fisuración, se puede asumir que ocurre un máximo momento torsor factoreado igual a la torsión de fisuración en las secciones críticas cerca de las caras de los apoyos. Este límite se ha establecido para limitar el ancho de las fisuras por torsión. En este caso no se reemplaza A_{cp} por A_g como en el cálculo de la torsión crítica para secciones huecas de 11.6.1.2. Por lo tanto, la torsión luego de la redistribución es mayor y en consecuencia más conservadora.

11.6.2.2

En una estructura estáticamente indeterminada en la cual en un miembro se puede producir una reducción del momento torsor debido a la redistribución de las fuerzas internas provocada por la fisuración, estará permitido reducir el máximo momento torsor factoreado T_u a los valores dados en (a), (b) o (c), según corresponda...

(c) Para miembros no pretensados sometidos a una fuerza de tracción o compresión axial:

$$\phi 4 \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{4 A_g \sqrt{f'_c}}}$$

(d) Para las secciones huecas en 11.6.2.2 A_{cp} no se deberá reemplazar por A_g .

En (a), (b) o (c) los momentos flectores y cortes correspondientemente redistribuidos en los miembros adyacentes se utilizarán en el diseño de estos miembros.

11.6.3.10

...(a) En cada sección la armadura longitudinal total incluyendo el acero de pretensado...

R11.6.3.10

Revisar la parte central del segundo párrafo:

... el diseñador puede utilizar cualquier sobrecapacidad del acero de pretensado para resistir parte de la fuerza axial...

En una viga pretensada la tensión del acero de pretensado en estado último en la sección de máximo momento es f_{ps} . En otras secciones la tensión del acero de pretensado en estado último estará comprendida entre f_{se} y f_{ps} . Una porción de la fuerza $A_t f_{yt}$ que actúa en los lados del perímetro donde está ubicado el acero de pretensado puede

ser resistida por una fuerza $A_{ps} f_p$ en el acero de pretensado, donde A_{ps} es f_{ps} menos la tensión del acero de pretensado debida a la flexión correspondiente a la carga última en la sección considerada...

R11.6.5.1 y R11.6.5.2

Agregar un nuevo párrafo al final de la sección:

Ensayos^{11.9} realizados en vigas de hormigón armado de alta resistencia indicaron la necesidad de incrementar la sección mínima de armadura de corte a fin de impedir fallas por corte al producirse fisuración diagonal. Aunque se han realizado un limitado número de ensayos de torsión en vigas de hormigón de alta resistencia, la ecuación correspondiente a la mínima sección de estribos transversales cerrados se ha modificado por motivos de consistencia con los cálculos requeridos para la mínima armadura de corte.

11.6.5.2

Agregar nuevo límite después de la Ec. 11-23: pero no será menor que $(50 b_w s) / f_{yt}$.

MOTIVO DEL CAMBIO EN 11.6.5.2: Eliminar del Capítulo 11 barreras que potencialmente podrían restringir el uso de hormigones de alta resistencia.

11.8

Revisar el título de la sección: **Vigas de gran altura**

R11.8

Revisar el título de la sección: **Vigas de gran altura**

En las Referencias 11.3.4 y 11.5 se discute el comportamiento de una viga de gran altura. Para una viga de gran altura que soporta cargas gravitatorias esta sección se aplica si las cargas están aplicadas en la parte superior de la viga y la viga está apoyada sobre su cara inferior. Si en este tipo de miembro las cargas están aplicadas en los lados o en la parte inferior el diseño al corte debería ser igual que para las vigas normales.

En los miembros flexionados la armadura longitudinal debería extenderse hacia el interior de los apoyos y estar anclada adecuadamente mediante empotramiento, ganchos, soldadura o dispositivos especiales. Las barras dobladadas no son recomendables.

11.8.1

Los requisitos de 11.8 se deberán aplicar a miembros con tramos libres, ℓ_{nz} iguales o...

11.8.2

Reemplazar por:

Las vigas de gran altura se deberán diseñar utilizando análisis no lineales según lo permitido en 10.7.1, o bien el Apéndice A.

R11.8.2

Agregar una nueva sección:

Las vigas de gran altura se pueden diseñar usando modelos de bielas y tirantes, independientemente de la forma en que están cargadas y apoyadas. La Sección 10.7.1 permite el uso de campos de tensiones no lineales para el dimensionamiento de vigas de gran altura. Estos análisis deberían considerar los efectos de la fisuración sobre la distribución de las tensiones.

11.8.3

Reemplazar por:

La resistencia al corte V_n para las vigas de gran altura no deberá ser mayor que $10\sqrt{f'_c} b_w d$.

R11.8.3

Reemplazar por:

En el código de 1999 y ediciones anteriores se especificaba una máxima resistencia al corte deslizante. La reevaluación de los datos de ensayo sugiere que este límite de resistencia se había derivado a partir de ensayos en los cuales las vigas fallaron debido al aplastamiento de las regiones de apoyo. Esta posibilidad se trata específicamente en el proceso de diseño especificado en este código.

11.8.4

Reemplazar por:

La sección de armadura de corte perpendicular al tramo, A_{vh} , no deberá ser menor que $0,0025b_w s$, y s no deberá ser mayor que $d/5$ ó 12 in.

11.8.5

Reemplazar por:

La sección de armadura de corte paralela al tramo, A_{vh} , no deberá ser menor que $0,0015b_w s$, y s no deberá ser mayor que $d/5$ ó 12 in.

R11.8.4 y R11.8.5

Reemplazar por:

Las cantidades relativas de armadura de corte horizontal y vertical han sido intercambiadas con respecto a las requeridas en el código 1999 y ediciones anteriores. Esto se debe a que ensayos^{11.34} han demostrado que la armadura de corte vertical es más efectiva que la armadura de corte horizontal. La máxima separación de las barras se ha reducido de 18 in. a 12 in. porque este acero se dispone para restringir el ancho de las fisuras.

11.8.6

Agregar una nueva sección:

Estará permitido disponer armadura que satisfaga A3.3 en vez de la mínima armadura horizontal y vertical especificada en 11.8.4 y 11.8.5.

R11.8.7

Eliminar esta sección.

R11.8.8

Eliminar esta sección.

R11.8.11

Eliminar esta sección.

11.9.1

Reemplazar por:

Estará permitido diseñar las ménsulas y cartelas que posean una relación entre longitud de corte y profundidad a/d comprendida entre 1 y 2 usando el Apéndice A. Estará permitido diseñar ménsulas y cartelas

(a) donde a/d no es mayor que uno, y

(b) sujetas a una fuerza de tracción horizontal

N_{uc} no mayor que V_u

utilizando ya sea 11.9.3 y 11.9.4 o bien el

Apéndice A. En ambos casos se aplicarán los

requisitos de 11.9.2, 11.9.3.2.1, 11.9.3.2.2, 11.9.5,

11.9.6 y 11.9.7. La distancia d se medirá en la cara del apoyo.

MOTIVO DEL CAMBIO EN 11.9.1: En 318-02 se incluye un Apéndice sobre modelos de bielas y tirantes.

R11.9

Para el diseño según 11.9.3 y 11.9.4, se impone un límite de 1.0 para a/d por dos motivos. En primer lugar, para el corte...

11.9.3.1

...con 11.9, el factor de reducción de la resistencia ϕ se deberá tomar igual a 0.75.

R11.9.3.1

...se requiere un único valor de $\phi = \underline{0.75}$...

11.10.1

Reemplazar por:

El diseño para las fuerzas de corte perpendiculares a la cara del muro será de acuerdo con los requisitos para losas de 11.12. El diseño para las fuerzas de corte horizontales en el plano del muro será de acuerdo con 11.10.2 a 11.10.9. Alternativamente, estará permitido diseñar para fuerzas de corte horizontales aquellos muros cuya altura no sea mayor que dos veces la longitud del muro de acuerdo con el Apéndice A y 11.10.9.2 a 11.10.9.5.

MOTIVO DEL CAMBIO EN 11.10.1: En 318-02 se incluye un Apéndice sobre modelos de bielas y tirantes.

11.12.3

Estará permitido utilizar armadura de corte compuesta por barras o alambres y estribos de una o múltiples ramas en losas y zapatas con una profundidad efectiva, d , mayor o igual que 6 in., pero no menor que 16 veces el diámetro de las barras de la armadura de corte. La armadura de corte deberá ser de acuerdo con 11.12.3.1 a 11.12.3.4.

MOTIVO DEL CAMBIO EN 11.12.3, R11.2.3, 11.12.3.1, 11.12.3.3, 11.12.3.4 y 11.12.6.2: Mejorar la seguridad contra las fallas por punzonado en las losas armadas con barras o alambres doblados y armadura de corte tipo estribos.

R11.12.3

Eliminar el tercer párrafo, y modificar los dos primeros párrafos:

Las investigaciones^{11.50, 11.aa, 11.bb, 11.cc} han demostrado que la armadura de corte compuesta por barras y alambres correctamente anclados y

estribos de una o múltiples ramas, o estribos cerrados, puede aumentar la resistencia al punzonado de las losas. Los límites de separación dados en 11.12.3.3 corresponden a un detallado de la armadura de corte que ha probado ser efectivo para losas. Las Secciones 12.13.2 y 12.13.3 contienen requisitos de anclaje para la armadura de corte tipo estribos que también se deberían aplicar para barras o alambres usados como armadura de corte de una losa. Es fundamental que esta armadura de corte se enganche en la armadura longitudinal tanto en la parte superior como en la parte inferior de la losa, como se ilustra para casos típicos en las Figs. R11.12.3(a) a (c). Anclar la armadura de corte de acuerdo con los requisitos de 12.13 resulta difícil en losas de menos de 10 in. de espesor.

En una conexión losa-columna para la cual la transferencia de momento es despreciable, la armadura de corte debería ser simétrica con respecto al centroide de la sección crítica (Fig. R11.12.3(d)). En las Figs. R11.12.3(d) y (e) también se ilustran los límites de separación definidos en 11.12.3.3. En las columnas de borde o para conexiones interiores en las cuales la transferencia de momento es significativa se recomiendan estribos cerrados con una disposición tan simétrica como sea posible. Aunque las tensiones de corte promedio en las caras AD y BC de la columna exterior de la Fig. R11.12.3(e) son menores que en la cara AB , los estribos cerrados que se extienden desde las caras AD y BC proporcionan cierta capacidad torsional a lo largo del borde de la losa.

11.12.3.1

V_n se deberá calcular mediante la Ec. (11-2), donde V_c no se deberá tomar mayor que $2\sqrt{f'_c} b_o d$ y la resistencia de la armadura de corte V_s se deberá calcular de acuerdo con 11.5. La sección de armadura de corte A_v usada en la Ec. (11-15) es la sección transversal de todas las ramas de armadura sobre una línea periférica que es geoméricamente semejante al perímetro de la sección de la columna.

11.12.3.3

Agregar una nueva sección:

La distancia entre la cara de la columna y la primera línea de ramas de estribos que envuelven la columna no deberá ser mayor que $d/2$. La

separación entre ramas de estribos adyacentes en la primera línea de armadura de corte no deberá ser mayor que $2d$ medida en una dirección paralela a la cara de la columna. La separación entre sucesivas líneas de armadura de corte que envuelven la columna no deberá ser mayor que $d/2$ medida en una dirección perpendicular a la cara de la columna.

11.12.3.4

Agregar una nueva sección:

La armadura de corte de una losa deberá satisfacer los requisitos de anclaje de 12.13 y se deberá enganchar en la armadura longitudinal de flexión en la dirección considerada.

11.12.4

Armadura de corte consistente en ... de acero estructural doble T o en forma de canal...

MOTIVO DEL CAMBIO EN 11.12.4, 11.12.4.5, 11.12.4.6, 11.12.4.9, 11.12.4.10, 11.12.6.3: Cambio editorial.

11.12.4.5

La relación α_v entre la rigidez flexional de cada brazo del cabezal de refuerzo...

R11.12.4.5 y R11.12.4.6

...Luego la Ec. (11-39) surge de la hipótesis que ϕV_c es alrededor de la mitad de la fuerza de corte factoreada V_u . En esta ecuación M_p es la resistencia plástica al momento requerida de cada brazo del cabezal de refuerzo necesaria para asegurar que el corte factoreado V_u se alcanza cuando...

11.12.4.6

Revisar (se modifica la ecuación; se corre ϕ):

La resistencia plástica al momento M_p requerida para cada brazo del cabezal de refuerzo se deberá calcular como:

$$M_p = \frac{V_u}{2\phi\eta} [h_v + \alpha_v(\ell_v - \frac{c_1}{2})] \quad (11-39)$$

donde ϕ es el factor de reducción de la resistencia para miembros controlados por la tracción, η es el número de brazos y ℓ_v es la mínima longitud requerida de cada brazo del cabezal de refuerzo

para cumplir con los requisitos de 11.12.4.7 y 11.12.4.8.

11.12.4.9

Modificar el texto a continuación de la Ec. (11-40) (la ecuación no cambia):

La resistencia al momento M_v que un cabezal de refuerzo contribuye a cada faja de columna de la losa no se debe tomar mayor que la Ec. (11-40), donde ϕ es el factor de reducción de la resistencia para miembros controlados por la tracción, η es el número de brazos, ...

R11.12.4.9

Si se desprecia el corte pico en la cara de la columna y nuevamente se supone que ϕV_c es alrededor de la mitad de V_u , la contribución de momento del cabezal de refuerzo M_v se puede calcular de forma conservadora mediante la Ec. (11-40), donde ϕ es el factor correspondiente a flexión.

11.12.4.10

Cuando se consideran momentos no equilibrados el cabezal de refuerzo debe tener anclaje suficiente para transmitir M_p a la columna.

11.12.6.2

Se supondrá que la tensión de corte resultante de la transferencia de momento por excentricidad del corte varía linealmente respecto al centroide de las secciones críticas definidas en 11.12.1.2. La máxima tensión de corte debida a la fuerza de corte y momento factoreados no deberá ser mayor que ϕv_n :

(a) Para miembros sin armadura de corte:

$$\phi v_n = \phi V_c / (b_o d) \quad (11-42)$$

donde V_c corresponde a lo definido en 11.12.2.1 ó 11.12.2.2.

(b) Para miembros con otras armaduras de corte (diferentes a los cabezales de refuerzo):

$$\phi v_n = \phi (V_c + V_s) / (b_o d) \quad (11-43)$$

donde V_c y V_s corresponden a lo definido en 11.12.3.1. El diseño deberá tomar en cuenta la variación de la tensión de corte alrededor de la columna. La tensión de corte debida a la fuerza de

corte y momento factoreados no deberá ser mayor que $2\sqrt{f_c}$ en la sección crítica ubicada $2/d$ fuera de la línea más externa de ramas de estribos que envuelven la columna.

R11.12.6.2

Agregar al final de la sección R11.12.6.2:

Cuando se utiliza armadura de corte, la sección crítica más allá de la armadura de corte generalmente tiene forma poligonal (Figs. R11.12.3(d) y (e)). En la Referencia 11.dd se dan ecuaciones para calcular las tensiones de corte en estas secciones.

11.12.6.3

Cuando ... armadura de corte consistente en ... de acero estructural doble T o...

R11.12.6.3

Revisar el segundo párrafo:

La Sección 11.12.4.10 requiere que el momento M_p sea transferido a la columna en conexiones con cabezales de refuerzo que transfieren momentos no equilibrados. Esto se puede hacer apoyando dentro de la columna o por anclaje mecánico.

Capítulo 12

12.0

Revisar el número de la sección: 12.0

ℓ_d = longitud de desarrollo de barras conformadas y alambre conformado en tracción, in.

ℓ_{dc} = longitud de desarrollo de barras conformadas y alambre conformado en compresión, in.

ℓ_d = longitud de desarrollo de un gancho normal en tracción, medida desde la sección crítica hasta el extremo exterior del gancho (longitud de empotramiento recto entre la sección crítica y el inicio del gancho [punto de tangencia] más radio de doblado y un diámetro de barra), in.

MOTIVO DEL CAMBIO EN 12.0: Aclarar la notación de la Sección 12.0 incluyendo las definiciones correspondientes a ℓ_d , ℓ_{db} y ℓ_{dh} . Hacer que la descripción de la armadura de tracción sea comparable con las descripciones correspondientes a armadura de compresión y armadura de tracción

con ganchos (es decir, eliminar la referencia a la longitud "básica" de desarrollo).

R12.0

Eliminar la tercera oración del Párrafo 4.

R12.2

Reemplazar por:

En 12.2.3 se da la ecuación general para longitud de desarrollo (Ec. (12-1)). La ecuación se basa en la expresión^{12,9} correspondiente a longitud de desarrollo previamente auspiciada por el Comité 408.^{12,2, 12,3} En la Ec. (12-1) c es un factor que representa el valor menor entre el recubrimiento lateral, el recubrimiento sobre la barra o alambre (en ambos casos medido al centro de la barra o alambre) o la mitad de la separación entre centros de las barras o alambres. K_{tr} es un factor que representa la contribución de la armadura de confinamiento que atraviesa potenciales planos de falla de tracción por compresión diametral. α es el tradicional factor de ubicación de la armadura que refleja los efectos adversos de la posición de la armadura superior durante el colado. β es un factor de recubrimiento que refleja los efectos de los recubrimientos epoxi. Existe un límite para el producto $\alpha\beta$. γ es un factor de tamaño de la armadura que refleja el comportamiento más favorable de la armadura de menor diámetro. λ es un factor que refleja la menor resistencia a la tracción del hormigón liviano y la consiguiente reducción de la resistencia a la tracción por compresión diametral, que en el hormigón liviano aumenta la longitud de desarrollo. El término $(c+K_{tr})/d_b$ tiene un límite de 2,5. Si $(c+K_{tr})/d_b$ es menor que 2,5 es probable que ocurran fallas de tracción por compresión diametral. Para valores superiores a 2,5 se anticipa una falla por arrancamiento y es poco probable que un aumento del recubrimiento o de armadura transversal aumente la capacidad de anclaje.

La Ec. (12-1) permite que el diseñador vea los efectos de todas las variables que controlan la longitud de desarrollo. Está permitido que el diseñador desprecie algunos términos cuando esta omisión de por resultado mayores longitudes de desarrollo, las cuales serían más conservadoras.

Los requisitos de 12.2.2 y 12.2.3 presentan un enfoque doble. El usuario puede calcular ℓ_d en base al valor real de $(c+K_{tr})/d_b$ (12.2.3) o bien calcular ℓ_d

usando 12.2.2, que se basa en dos valores de $(c+K_{tr})/d_b$ preseleccionados.

La Sección 12.2.2 reconoce que en la actualidad numerosos casos prácticos utilizan valores de separación y recubrimiento junto con armadura de confinamiento, tal como estribos o zunchos, con los cuales se obtiene un valor de $(c+K_{tr})/d_b$ de al menos 1,5. Los ejemplos incluyen un recubrimiento libre mínimo igual a d_b junto con ya sea una separación libre mínima de $2d_b$, o bien una combinación de separación libre mínima de d_b y zunchos o estribos mínimos. Para estos casos frecuentes la longitud de desarrollo de las barras de mayor tamaño se puede tomar como $\ell_d = [f_y \alpha \beta \lambda / (20 \sqrt{f'_c})] d_b$. Al adoptar ACI 318-95, una comparación con los requisitos anteriores y la revisión de una base de datos de resultados experimentales realizadas por el Comité ACI 408 indicaron que para barras conformadas No. 6 y menores, así como para alambre conformado, las longitudes de desarrollo se podían reducir en un 20 por ciento usando $\gamma = 0,80$. Esto constituye la base de la primera fila de la tabla de 12.2.2. Con menos recubrimiento y en ausencia de zunchos o estribos mínimos, los límites sobre separación libre mínima de 7.6.1 y los requisitos sobre recubrimiento mínimo de hormigón de 7.7 resultan en valores mínimos de c y d_b . Por lo tanto, para "otros casos" los valores se basan en el empleo de $(c+K_{tr})/d_b = 1,0$ en la Ec. (12-1).

El usuario puede fácilmente construir expresiones simples y útiles. Por ejemplo, en todas las estructuras con hormigón de peso normal ($\lambda = 1,0$), armadura sin recubrimiento epoxi ($\beta = 1,0$), barras inferiores de mayor tamaño ($\alpha = 1,0$) con $f'_c = 4$ ksi y armadura Grado 60 las ecuaciones se reducen a:

$$\ell_d = \frac{(60.000)(1,0)(1,0)(1,0)}{20\sqrt{4000}} d_b = 47d_b$$

ó

$$\ell_d = \frac{3(60.000)(1,0)(1,0)(1,0)}{40\sqrt{4000}} d_b = 71d_b$$

De este modo, el diseñador sabe que, siempre que se provea el recubrimiento libre mínimo igual a

d_b junto con una separación libre mínima de $2d_b$; o bien un recubrimiento libre mínimo igual a d_b junto con una separación libre mínima de d_b y zunchos o estribos mínimos, $\ell_d = 47d_b$. La penalización por una menor separación de las barras o menos recubrimiento es el requisitos que $\ell_d = 71d_b$.

Con 12.2.3 se pueden utilizar numerosas combinaciones prácticas de recubrimiento lateral, recubrimiento libre y armadura de confinamiento para obtener longitudes de desarrollo significativamente menores que las permitidas por 12.2.2. Por ejemplo, barras o alambres con un recubrimiento libre no menor que $2d_b$ y una separación libre no menor que $4d_b$ y sin ninguna armadura de confinamiento tendrían un valor de $(c+K_{tr})/d_b$ de 2,5 y para el ejemplo anterior requerirían una longitud de desarrollo de sólo $28d_b$.

12.2.1

Longitud de desarrollo ℓ_d en pulgadas, para barras conformadas y...

12.2.2

Para barras conformadas o alambre conformado ℓ_d deberá ser...

Modificar las celdas de la tabla eliminando " $\ell_d/d_b =$ " de cada celda y colocando las relaciones entre paréntesis seguidas por " d_b ":

$\left(\frac{f_y \alpha \beta \lambda}{25 \sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left(\frac{f_y \alpha \beta \lambda}{20 \sqrt{f'_c}} \right) d_b$
$\left(\frac{3 f_y \alpha \beta \lambda}{50 \sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left(\frac{3 f_y \alpha \beta \lambda}{40 \sqrt{f'_c}} \right) d_b$

12.2.3

Modificar la ecuación y el texto:

Para barras conformadas o alambre conformado ℓ_d deberá ser:

$$\ell_d = \left[\frac{3}{40} \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \frac{\alpha \beta \gamma \lambda}{\left(\frac{c + k_{tr}}{d_b} \right)} \right] d_b \quad (12-1)$$

donde el término $(c+K_{tr})/d_b$ no se deberá tomar mayor que 2,5.

R12.2.4

El factor de ubicación de la armadura α toma en cuenta la posición de la armadura en el hormigón recién colocado. En el código 1989 el factor se redujo a 1,3 para reflejar los resultados de las investigaciones realizadas.^{12.4, 12.5}

El factor λ para hormigón de agregados livianos se unificó para todos los tipos de agregados livianos en el código 1989...

Ya que la adherencia de las barras recubiertas con epoxi ya está reducida debido a la pérdida de adherencia entre la barra y el hormigón, se establece un límite superior de 1,7 para el producto de los factores de armadura superior y recubrimiento epoxi.

Aunque no hay ningún requisito sobre armadura transversal a lo largo de la longitud de desarrollo en tracción ni en la longitud de empalme, investigaciones recientes^{12.XX, 12.YY} indican que en hormigones con resistencia a la compresión muy elevada se producen fallas de anclaje frágiles en las barras con armadura transversal inadecuada. En ensayos de empalme de barras No. 8 y No. 11 en hormigón con f'_c aproximadamente igual a 15.000 psi la armadura transversal mejoró el comportamiento dúctil de los anclajes.

12.3

Modificar el título de la sección:

Desarrollo de barras conformadas y alambre conformado en compresión

R12.3

Desarrollo de barras conformadas y alambre conformado en compresión

El efecto debilitante de las fisuras de tracción por flexión no se presenta en las barras y alambres comprimidos, y generalmente el apoyo de los extremos de las barras en el hormigón resulta beneficioso. Por lo tanto, para compresión se especifican longitudes de desarrollo menores que las especificadas para tracción. La longitud de desarrollo se puede reducir en un 25 por ciento si la armadura está envuelta por hélices o zunchos. También se permite una reducción de la longitud de desarrollo si se provee exceso de armadura.

12.3.1

Para barras conformadas y alambre conformado en compresión la longitud de desarrollo ℓ_{dc} , en

pulgadas, se determinará usando 12.3.2 y los factores de modificación aplicables de 12.2.2, pero ℓ_{dc} no será menor que 8 in.

12.3.2

Eliminar el título de la sección:

Para barras conformadas y alambre conformado ℓ_{dc} se tomará como el mayor valor entre $(0,02f_y/\sqrt{f'_c})d_b$ y $(0,0003f_y)d_b$, donde la constante 0,0003 se expresa en in.²/lb.

12.3.3

Reemplazar por:

Estará permitido multiplicar la longitud ℓ_{dc} de 12.3.2 por los siguientes factores aplicables para:

- a) armadura en exceso de la requerida por el análisis $(A_s \text{ requerida})/(A_s \text{ provista})$
- b) armadura envuelta por armadura helicoidal de no menos de 1/4 in. de diámetro y no más de 4 in. de paso o envuelta por zunchos No. 4 de acuerdo con 7.10.5 y separados no más de 4 in. entre centros.....0,75

12.3.3.1

Eliminar la sección.

12.3.3.2

Eliminar la sección.

R12.5

Reemplazar el tercero, cuarto y quinto párrafos por lo siguiente:

La longitud de desarrollo para ganchos normales ℓ_{dh} de 12.5.2 se puede reducir mediante todos los factores de modificación de 12.5.3 aplicables. A modo de ejemplo, si se satisfacen las condiciones tanto de 12.5.3(a) como de 12.5.3(c) se pueden aplicar ambos factores.

Los efectos de la resistencia a la fluencia de las barras, exceso de armadura, hormigón liviano y factores que reflejan la resistencia a la tracción por compresión diametral provista por el confinamiento del hormigón y los zunchos o estribos transversales se basan en recomendaciones de las Referencias 12.2 y 12.3.

Ensayos realizados^{12.XX} indican que los zunchos poco separados ubicados en la porción doblada de una barra terminada en gancho o cerca de esta porción doblada son la manera más efectiva de

confinar estas barras. En la realidad de la construcción esto no siempre resulta practicable. En la Fig. R12.5.3 se ilustran los casos en los cuales se puede utilizar el factor de modificación de 12.5.3(b). La Fig. R12.5.3(a) muestra la disposición de zunchos o estribos perpendiculares a la barra siendo desarrollada, separados a lo largo de la longitud de desarrollo, ℓ_{dh} , del gancho. La Fig. R12.5.3(b) muestra la disposición de zunchos o estribos paralelos a la barra siendo desarrollada a lo largo de la longitud de la cola del gancho más el codo. Esta última configuración sería típica de una unión viga-columna.

El factor para exceso de armadura de 12.5.3(d) sólo se aplica cuando no se requiere específicamente anclaje o desarrollo para la totalidad de f_y . El factor λ para hormigón liviano es una simplificación con respecto al procedimiento en 12.2.3.3 de ACI 318-83 donde el incremento varía entre 18 y 33 por ciento, dependiendo de la cantidad de agregado liviano utilizada. A diferencia del desarrollo de barras rectas, no se distingue entre barras superiores y otras barras; en todo caso, esta distinción no resulta sencilla para las barras terminadas en gancho. Se especifica un valor mínimo de ℓ_{dh} a fin de impedir la falla por arrancamiento directo en los casos en los cuales un gancho pudiera estar ubicado muy próximo a la sección crítica. Los ganchos no se pueden considerar efectivos en compresión.

Ensayos realizados^{12.10} indican que la longitud de desarrollo para las barras terminadas en gancho se debería incrementar en un 20% para considerar la reducción de la adherencia si la armadura está recubierta con epoxi.

12.5.1

La longitud de desarrollo, ℓ_{dh} , en pulgadas, para barras conformadas traccionadas terminadas en un gancho normal (ver 7.1) se deberá determinar usando 12.5.2 y los factores de modificación aplicables de 12.5.3, pero ℓ_{dh} no deberá ser menor que $8d_b$ ni menor que 6 in.

12.5.2

Eliminar el párrafo que comienza:

ℓ_{hb} para una barra terminada en gancho con f_y igual a 60.000 psi...

Reemplazar por:

ℓ_{dh} será..... $(0,02\beta\lambda f_y / \sqrt{f'_c})d_b$,

tomando β igual a 1,2 para armadura recubierta con epoxi y λ igual a 1,3 para hormigón de agregados livianos. Para los demás casos β y λ se tomarán igual a 1,0.

12.5.3

Eliminar 12.5.3.1 a 12.5.3.4 y revisar:

Estará permitido multiplicar la longitud ℓ_{dh} de 12.5.2 por los siguientes factores aplicables:

a) Para ganchos de barras No. 11 y menores con recubrimiento lateral (normal al plano del gancho) no menor que 2-1/2 in., y para ganchos de 90° con recubrimiento sobre la extensión de la barra más allá del gancho no menor que 2 in.....
.....0,7

b) Para ganchos de 90° de barras No. 11 y menores que están envueltos por zunchos o estribos perpendiculares a la barra siendo desarrollada, separados no más de $3d_b$ a lo largo de la longitud de desarrollo, ℓ_{dh} , del gancho; o bien envueltos por zunchos o estribos paralelos a la barra siendo desarrollada, separados no más de $3d_b$ a lo largo de la cola del gancho más el codo......0,8

c) Para ganchos de 180° de barras No. 11 y menores que están envueltos por zunchos o estribos perpendiculares a la barra siendo desarrollada, separados no más de $3d_b$ a lo largo de la longitud de desarrollo, ℓ_{dh} , del gancho......0,8

d) Cuando no se requiere específicamente anclaje o desarrollo par f_{ys} , armadura en exceso de la requerida por el análisis
..... $(A_s \text{ requerida}) / (A_s \text{ provista})$

En 12.5.3(b) y 12.5.3(c) d_b es el diámetro de la barra terminada en gancho, y el primer zuncho o estribo deberá envolver la porción doblada del gancho, a una distancia menor o igual a $2d_b$ desde de la parte exterior del codo.

MOTIVO DEL CAMBIO EN 12.5.3: Simplificar la redacción de la Sección 12.5.3, y especificar la ubicación del primer zuncho o estribo en relación con la esquina del gancho.

12.5.3.5 y 12.5.3.6

Eliminar estas secciones.

12.5.4

Para barras siendo desarrolladas por un gancho normal en los extremos discontinuos de miembros tanto con recubrimiento lateral como recubrimiento superior (o inferior) sobre el gancho menor que 2-1/2 in., la barra terminada en gancho deberá estar envuelta por zunchos o estribos perpendiculares a la barra siendo desarrollada, separados no más de $3d_b$ a lo largo de la longitud de desarrollo ℓ_{dh} del gancho. El primer zuncho o estribo deberá envolver la porción doblada del gancho, a una distancia menor o igual a $2d_b$ desde de la parte exterior del codo, siendo d_b el diámetro de la barra terminada en gancho. Para este caso no se aplicarán los factores de 12.5.3(b) y (c).

R12.6.1

Los anclajes mecánicos se pueden adecuar para la resistencia tanto de tendones como de armadura compuesta por barras.

MOTIVO DEL CAMBIO EN R12.6.1: El Código utiliza terminología que no es consistente con la práctica actual [niy](#) con respecto a por menos uno de los documentos a los cuales hace referencia.

12.9.1

Reemplazar por:

A excepción de lo dispuesto en 12.9.1.1, los cables de siete hebras deberán estar adheridos más allá de la sección crítica en una longitud de desarrollo ℓ_d , en pulgadas, no menor que

$$\ell_d = \left(\frac{f_{se}}{3} \right) d_b + (f_{ps} - f_{se}) d_b \quad (12-2)$$

donde d_b es el diámetro del cable en pulgadas y f_{ps} y f_{se} se expresan en kips/in.². Las expresiones entre paréntesis se utilizan como constantes adimensionales.

MOTIVO DEL CAMBIO EN 12.9.1: La nueva Ec. (12-2) se trasladó del comentario para reemplazar la relación no numerada incluida anteriormente. Esto se debe a que es la forma de la ecuación que se utiliza para el análisis, y aclara la longitud de transferencia de diseño.

R12.9

Reemplazar por:

La intención de los requisitos de desarrollo para los cables de pretensado es lograr integridad de la adherencia para la resistencia del miembro. Los

requisitos se basan en ensayos realizados sobre miembros de hormigón de peso normal con un recubrimiento mínimo de 2 in. Estos ensayos pueden no ser representativos del comportamiento de los cables en hormigones con bajas relaciones agua-cemento y sin asentamiento. Los métodos de elaboración deberían asegurar la consolidación del hormigón alrededor del cable con un contacto pleno entre el acero y el hormigón. Se deberían tomar precauciones especiales cuando se utilizan hormigones con bajas relaciones agua-cemento y sin asentamiento.

El primer término de la Ec. (12-2) representa la longitud de transferencia del cable, es decir, la distancia en la cual el cable debe estar adherido al hormigón a fin de desarrollar la pretensión f_{se} en el cable. El segundo término representa la longitud adicional en la cual el cable debe estar adherido a fin de desarrollar una tensión f_{ps} en el cable a la resistencia nominal del miembro.

La adherencia del cable es función de numerosos factores, incluyendo la configuración y la condición superficial del acero, la tensión en el acero, la profundidad de hormigón debajo del cable y el método utilizado para transferir la fuerza del cable al hormigón. Para las aplicaciones adherentes se deberían utilizar procedimientos de aseguramiento de la calidad para confirmar que los cables son capaces de adherirse adecuadamente.^{12.x, 12.y} Los fabricantes de hormigón premoldeado pueden confiar en la certificación proporcionada por el fabricante de los cables para establecer que las características de adherencia de los cables satisfacen esta sección. Un cable con su superficie ligeramente oxidada puede tener una longitud de transferencia considerablemente menor que la de un cable limpio. La liberación gradual del cable permitirá una longitud de transferencia menor que el corte brusco del mismo.

Los requisitos de 12.9 no se aplican a alambres lisos ni a tendones anclados en sus extremos. Se puede anticipar que la longitud para el alambre liso será considerablemente mayor debido a la ausencia de trabazón mecánica. En el caso del alambre liso podría ocurrir una falla de la adherencia en flexión al ocurrir el primer resbalamiento.

MOTIVO DEL CAMBIO EN R12.9: El comentario recomienda procedimientos de aseguramiento de la calidad relacionados con la adherencia de los cables. En la actualidad esto no

constituye un requisito ASTM, y se ha demostrado que algunos procedimientos de fabricación producen cables que no son capaces de satisfacer las ecuaciones de adherencia de esta sección.

12.9.1.1

Nueva sección:

En una sección de un miembro estará permitido un empotramiento menor que la longitud de desarrollo, siempre que la tensión de diseño del cable en dicha sección no supere los valores obtenidos de la relación bilineal definida por la Ec. (12-2).

R12.9.1.1

Nueva sección:

La Fig. R12.9 ilustra la relación entre la tensión del acero y la distancia en la cual el cable está adherido al hormigón representada por la Ec. (12-2). Esta variación idealizada de la tensión del cable se puede utilizar para analizar secciones dentro de la longitud de desarrollo.^{12.xx, 12.yy} Las expresiones para longitud de transferencia, y para la longitud de adherencia adicional necesaria para desarrollar un aumento de la resistencia de $(f_{ps} - f_{se})$, se basan en ensayos de miembros pretensados con cables limpios, de 1/4, 3/8 y 1/2 in. de diámetro para los cuales el valor máximo de f_{ps} fue de 275 kips/in.². Ver Referencias 12.12, 12.13 y 12.14.

12.9.2

Reemplazar por:

Estará permitido limitar la investigación a las secciones transversales más próximas a cada extremo del miembro donde se debe desarrollar la totalidad de la resistencia de diseño bajo las cargas factoreadas especificadas, excepto cuando la adherencia de uno o más cables no se extiende hasta el extremo del miembro, o cuando hay cargas concentradas aplicadas en la longitud de desarrollo del cable.

MOTIVO DEL CAMBIO EN 12.9.2 y R12.9.2:

Las secciones 12.9.2 y R12.9.2 destacan que investigar solamente las secciones donde se debe desarrollar la totalidad de la resistencia de diseño puede resultar no conservador.

También proporciona lineamientos para determinar la capacidad en las secciones en las cuales los cables pueden no estar totalmente desarrollados.

R12.9.2

Agregar una nueva sección:

Si la adherencia de uno o más cables no se extiende hasta el extremo del miembro, las secciones críticas pueden estar en ubicaciones que no son aquellas donde se debe desarrollar la totalidad de la resistencia de diseño, y puede ser necesario efectuar un análisis detallado. Las Referencias 12.xx y 12.yy muestran un método que se puede utilizar en el caso de cables con diferentes puntos de desarrollo total. De manera conservadora, en una sección se pueden considerar solamente los cables que están totalmente desarrollados en esa sección. Si hay secciones críticas en la región de transferencia pueden ser necesarias algunas consideraciones especiales. Algunas condiciones de carga, tales como el caso de grandes cargas concentradas aplicadas en la longitud de desarrollo de los cables, pueden hacer que haya secciones críticas fuera de la sección donde se requiere el desarrollo de la totalidad de la resistencia de diseño.

R12.9.3

Reemplazar por:

Ensayos exploratorios realizados en 1965^{12.12} para estudiar los efectos de los cables desadheridos (no se permite que la adherencia se extienda hasta los extremos de los miembros) sobre el comportamiento de vigas pretensadas indicaron que el comportamiento de las vigas con longitudes de empotramiento igual al doble de las requeridas por 12.9.1 se asemejaba mucho al comportamiento flexional de vigas pretensadas similares con los cables totalmente adheridos a los extremos de las vigas. En consecuencia, para cables no adheridos hasta los extremos de los miembros se requiere el doble de longitud de desarrollo. Ensayos posteriores^{12.15} indicaron que en los miembros pretensados diseñados para tracción nula en el hormigón bajo condiciones de carga de servicio (ver 18.4.2) no es necesario duplicar la longitud de desarrollo para cables desadheridos. Para el análisis de secciones con cables desadheridos en ubicaciones donde el cable no está totalmente desarrollado generalmente se supone que se duplica tanto la longitud de transferencia como la longitud de desarrollo.

12.11.4

Reemplazar por:

En los apoyos simples de vigas de gran altura la armadura de momento positivo traccionada se deberá anclar para desarrollar su resistencia a la fluencia especificada, f_y , en tracción en la cara del apoyo, excepto que si el diseño se realiza usando el Apéndice A la armadura de momento positivo traccionada se deberá anclar de acuerdo con A.4.3. En los apoyos interiores de vigas de gran altura la armadura de momento positivo traccionada deberá ser continua o estar empalmada con la de los tramos adyacentes.

12.15.4

Los empalmes mecánicos o soldados que no satisfacen los requisitos de 12.14.3.2 ó 12.14.3.4 estarán permitidos para barras No. 5 y menores siempre que se satisfagan los requisitos de 12.15.4.1 a 12.15.4.3:

12.15.4.1

Los empalmes deberán estar alternados al menos 24 in.

12.15.4.2

Para el cálculo de las fuerzas de tracción que se pueden desarrollar en cada sección la tensión de la armadura empalmada se deberá tomar como la resistencia de empalme especificada, pero no mayor que f_y . La tensión en la armadura no empalmada se deberá tomar como f_y por la relación entre la menor longitud de empotramiento más allá de la sección y ℓ_d , pero no mayor que f_y .

12.15.4.3

Agregar una nueva sección:

La fuerza de tracción total que se puede desarrollar en cada sección debe ser al menos el doble de la requerida por el análisis, y al menos 20.000 psi por la sección total de armadura provista.

Capítulo 13

13.3.8

Revisar la nota debajo de la Fig. 13.3.8 de manera que se lea:

En esta región estarán permitidos los empalmes.

13.3.8.5

Todas las barras o alambres inferiores dentro de la faja de columna, en cada dirección, deberán ser continuos o estar empalmados con empalmes de tracción Clase A o empalmes mecánicos o soldados que satisfagan 12.14.3. Los empalmes deberán estar ubicados como se ilustra en la Fig. 13.3.8. Al menos dos de las barras o alambres inferiores de la faja de columna en cada dirección deberán atravesar el núcleo de la columna y estar anclados en apoyos exteriores.

MOTIVO DEL CAMBIO EN 13.3.8.5 y R13.3.8.5: Permitir los empalmes mecánicos o soldados como una alternativa a los empalmes solapados.

R13.3.8.5

...falla por punzonado en un único apoyo.^{13.9} En el código 2002 los empalmes mecánicos y soldados fueron explícitamente reconocidos como métodos alternativos para el empalme de las armaduras.

Capítulo 14

R14.2

Eliminar la última oración.

14.8.3

Revisar la Ec. (14-5):

$$\Delta_u = \frac{5M_u \ell_c^2}{(0,75)48E_c I_{cr}} \quad (14-5)$$

Revisar la Ec. (14-6):

$$M_u = \frac{M_{us}}{1 - \frac{5P_u \ell_c^2}{(0,75)48E_c I_{cr}}} \quad (14-6)$$

MOTIVO DEL CAMBIO EN 14.8.3: Hacer que 14.8 sea más consistente con el Capítulo 10 (10.12.3) y eliminar la confusión entre ϕ correspondiente a resistencia y ϕ correspondiente a rigidez.

Capítulo 15

R15.2

Eliminar el último párrafo.

15.5.1

La resistencia al corte de las zapatas apoyadas sobre suelo o roca deberá ser de acuerdo con 11.12.

Agregar 15.5.3 nuevo

Cuando la distancia entre el eje de un pilote y el eje de una columna es mayor que el doble de la distancia entre la parte superior del cabezal de los pilotes y la parte superior del pilote, el cabezal deberá satisfacer 11.12 y 15.5.4. Otros cabezales deberán satisfacer ya sea 11.12, 15.5.4 o el Apéndice A. Si se utiliza el Apéndice A la resistencia efectiva a la compresión del hormigón de las bielas f_{cu} se deberá determinar usando A.3.2(2-b).

Agregar R15.5.3 nuevo

Los cabezales soportados sobre pilotes en más de un plano se pueden diseñar usando modelos de bielas y tirantes tridimensionales que satisfagan el Apéndice A. La resistencia efectiva a la compresión del hormigón es de A.3.2.5(b) ya que en los cabezales de pilotes generalmente no resulta factible proveer armadura de confinamiento que satisfaga A.3.3.1 y A.3.3.2.

Cambiar 15.5.3 existente a 15.5.4

Cambiar 15.5.3.1 existente a 15.5.4.1

Cambiar 15.5.3.2 existente a 15.5.4.2

Cambiar 15.5.3.3 existente a 15.5.4.3

Cambiar R15.5.3 existente a R15.5.4

R15.8.1.1

Modificar el primer y segundo párrafos y eliminar el último párrafo:

... es igual a $0,85\phi f'_c$ si el área cargada es...
...normalmente será $0,85\phi f'_c$.

MOTIVO DEL CAMBIO EN R15.8.1.1: El Método de Diseño Alternativo (Apéndice A, ACI 318-99) fue eliminado.

Capítulo 16

16.6.2.3

Los requisitos de 12.11.1 se extienden hasta el centro de la longitud de apoyo, tomando en cuenta las tolerancias permitidas en 7.5.2.2 y 16.2.3.

MOTIVO DEL CAMBIO EN 16.6.2.3 Y

R16.6.2.3: Los cambios en las tolerancias para los extremos de las armaduras introducidos en 7.5.2.2 pueden provocar el apoyo de los extremos de miembros premoldeados sobre hormigón simple cuando los apoyos satisfacen las dimensiones mínimas de 16.6.2.2.

R16.6.2.3

No es necesario desarrollar la armadura de momento flector positivo más allá de los extremos del elemento premoldeado si el sistema es estáticamente determinado. Es necesario considerar las tolerancias para evitar el apoyo sobre hormigón simple si se ha discontinuado la armadura.

Capítulo 17

R17.5.2

Eliminar el segundo y tercer párrafo.

Capítulo 18

18.0

Agregar o modificar las siguientes definiciones:

- c_c = recubrimiento libre entre la superficie traccionada más próxima y la superficie del acero traccionado por flexión, in.
- f_{dc} = tensión de descompresión. Tensión en los tendones de pretensado cuando la tensión es nula en el hormigón al mismo nivel que el centroide de los tendones, ksi
- f_{pu} = resistencia a la tracción especificada del acero de pretensado, psi
- f_t = tensión en la fibra extrema traccionada en la zona de tracción precomprimida, calculada usando las propiedades de la sección bruta, psi
- f_{py} = resistencia a la fluencia especificada del acero de pretensado, psi
- Δf_{ps} = tensión en los tendones de pretensado a cargas de servicio menos tensión de descompresión, ksi
- K = coeficiente de fricción cinética por pie de tendón
- ℓ_x = longitud del elemento de acero de pretensado
- P_s = fuerza de pretensado en el extremo de tesado, lb
- P_{su} = fuerza de pretensado factoreada en el dispositivo de anclaje, lb
- P_x = fuerza de pretensado en cualquier punto x , lb
- S = separación entre centros de la armadura de flexión traccionada cerca de la cara extrema traccionada. Cuando solamente hay una barra o tendón cerca de la cara extrema traccionada s es el ancho de la cara extrema traccionada.
- α = variación angular total del tendón...
- γ_p = factor de tipo de acero de pretensado

R18.0

La fuerza de pretensado P_{su} es el producto del factor de carga (1,2 de la Sección 9.2.8) por la máxima fuerza de pretensado admisible.

Capítulo 13 - El diseño de losas de hormigón pretensado requiere reconocer los momentos de segundo orden inducidos por el perfil ondulado de los tendones.

18.1.1

Reemplazar por lo siguiente:

Los requisitos del Capítulo 18 se deberán aplicar a miembros pretensados con alambre, cables o barras que satisfagan los requisitos para acero de pretensado de 3.5.5.

18.1.3

Revisar:

Los siguientes requisitos de este código no se aplicarán al hormigón pretensado, a excepción de lo dispuesto específicamente: 7.6.5, 8.10.2, 8.10.3, 8.10.4, 8.11, 10.5, 10.6, 10.9.1 y 10.9.2; Capítulo 13; y Secciones 14.3, 14.5 y 14.6. Observar que ciertas secciones de 10.6 se aplican según las observaciones de 18.4.3.

R18.1.3

Reemplazar por:

Algunas secciones del código no se aplican al diseño del hormigón pretensado por motivos específicos. La siguiente discusión explica estas exclusiones:

Sección 7.6.5 - La Sección 7.6.5 del código no se aplica al hormigón pretensado porque los requisitos para armadura adherente y tendones sin adherencia correspondientes a miembros colados in situ se dan en 18.9 y 18.12 respectivamente.

Secciones 8.10.2, 8.10.3 y 8.10.4 - Los requisitos empíricos de 8.10.2, 8.10.3 y 8.10.4 para vigas T fueron desarrollados para hormigón armado no pretensado y, si se los aplica al hormigón pretensado excluirían el uso de numerosos productos pretensados estándares que actualmente están siendo utilizados satisfactoriamente. Por lo tanto, la evidencia aportada por la experiencia permite variaciones.

Excluyendo 8.10.2, 8.10.3 y 8.10.4, el código no incluye requisitos especiales para vigas T de hormigón pretensado. Por el contrario, la determinación de un ancho de ala efectivo queda a criterio del ingeniero. Siempre que sea posible se deberían utilizar los anchos de ala de 8.10.2, 8.10.3 y 8.10.4, a menos que la experiencia haya demostrado que las variaciones son seguras y satisfactorias. En los análisis elásticos y consideraciones de diseño no necesariamente resulta conservador utilizar el máximo ancho de ala según lo permitido en 8.10.2.

Las Secciones 8.10.1 y 8.10.5 proporcionan requisitos generales para vigas T que también son aplicables a miembros de hormigón pretensado. Las limitaciones para la separación de la armadura

de las losas se basan en espesores de ala, que en el caso de las alas ahusadas se puede tomar como su espesor promedio.

Sección 8.11 - Los límites empíricos establecidos para losas con viguetas de hormigón armado no pretensado se basan en el comportamiento satisfactorio observado en construcciones con viguetas construidas empleando sistemas estándares de encofrado para las viguetas. Ver R8.11. Para las construcciones con viguetas pretensadas se deberían aplicar el juicio y la experiencia profesional. Los requisitos de 8.11 se pueden utilizar a modo de guía.

Secciones 10.5, 10.9.1 y 10.9.2 - Para el hormigón pretensado las limitaciones para la armadura dadas en 10.5, 10.9.1 y 10.9.2 son reemplazadas por las de 18.8.3, 18.9 y 18.11.2.

Sección 10.6 - Esta sección no se aplica totalmente a los miembros pretensados. Sin embargo, en 18.4.3 se hace referencia a 10.6.4 y 10.6.7 en relación con los miembros pretensados flexionados Clase C.

Capítulo 13 - En el diseño de losas de hormigón pretensado es necesario reconocer los momentos de segundo orden inducidos por el perfil ondulado los tendones. Además, los cambios volumétricos debidos a la fuerza de pretensado pueden provocar sobre la estructura cargas adicionales que no son cubiertas adecuadamente por el Capítulo 13. Debido a estas propiedades únicas asociadas con el pretensado, muchos de los procedimientos de diseño del Capítulo 13 no son adecuados para estructuras de hormigón pretensado y son reemplazados por los requisitos de 18.12.

Secciones 14.5 y 14.6 - Los requisitos para el diseño de muros de 14.5 y 14.6 son en gran medida empíricos, y utilizan consideraciones cuya intención no es ser aplicados al hormigón pretensado.

R18.2.1 y R18.2.2

...cuando la fuerza de tracción en el acero de pretensado se transfiere al hormigón...

18.2.5

Se deberá considerar la posibilidad de pandeo en un miembro entre puntos donde hay contacto intermitente entre el acero de pretensado y una vaina sobredimensionada y de pandeo en almas y alas de poco espesor.

R18.2.5

La Sección 18.2.5 se refiere al tipo de postensado en el cual el acero de pretensado está en contacto intermitente con una vaina sobredimensionada. Se deberían tomar precauciones para impedir el pandeo de estos miembros.

Si el acero de pretensado está en contacto pleno con el miembro pretensado, o si no es adherente y la vaina no es excesivamente mayor que el acero de pretensado, no es posible pandear el miembro bajo la fuerza de pretensado introducida.

18.2.6

Para calcular las propiedades seccionales antes de la adherencia del acero de pretensado se deberán considerar los efectos de la pérdida de área debida a las vainas abiertas.

Las propiedades seccionales se pueden basar en secciones efectivas utilizando secciones transformadas del acero de pretensado.

R18.2.6

...que pueden ser de mayor tamaño que la vaina que contiene el acero de pretensado.

...propiedades seccionales se pueden basar en secciones efectivas utilizando secciones transformadas del acero de pretensado adherente y secciones brutas de la armadura no pretensada, o áreas netas.

R18.3

Agregar una nueva tabla R18.3.3 - ver el final de este artículo.

18.3.3

Agregar una nueva sección:

Los miembros flexionados pretensados se clasificarán como Clase U, Clase T o Clase C, en base a la tensión calculada en la fibra extrema f_t bajo cargas de servicio en la zona traccionada precomprimida, de la siguiente manera:

(a) Clase U: $f_t \leq 7,5 \sqrt{f'_c}$;

(b) Clase T: $7,5 \sqrt{f'_c} < f_t \leq 12 \sqrt{f'_c}$;

(c) Clase C: $f_t > 12 \sqrt{f'_c}$.

Los sistemas de losas armadas en dos direcciones pretensadas se diseñarán como Clase U.

MOTIVO DEL CAMBIO EN 18.3.3 a 18.3.5:
Permitir una transición continua entre los requisitos de serviciabilidad para miembros no pretensados y miembros totalmente pretensados. Se incluyen criterios de comportamiento relacionados con la fisuración y la deflexión, consistentes con los criterios de comportamiento para hormigón armado no pretensado.

R18.3.3

Agregar una nueva sección:
Esta sección define tres tipos de comportamiento de los miembros flexionados pretensados. Se asume que los miembros Clase U se comportan como no fisurados (Uncracked). Se asume que los miembros Clase C se comportan como fisurados (Cracked). Se asume que el comportamiento de los miembros Clase T se encuentra en la transición entre el de los fisurados y los no fisurados. En la Tabla R18.3.3 se resumen los requisitos de serviciabilidad para cada una de las clases. A modo de comparación la Tabla R18.3.3 también muestra los requisitos correspondientes para miembros no pretensados.

Estas clases se aplican para miembros flexionados pretensados tanto adherentes como sin adherencia, pero los sistemas de losas armadas en dos direcciones pretensadas se deben diseñar como Clase U. La zona de tracción precomprimida es aquella porción de la sección transversal del miembro en la cual bajo cargas permanentes y sobrecargas hay tracción por flexión. Generalmente el hormigón pretensado se diseña de manera que la fuerza de pretensado comprime esta zona, reduciendo efectivamente la magnitud de la tracción.

18.3.4

Agregar una nueva sección:
Para los miembros flexionados Clase U y Clase T estará permitido calcular las tensiones bajo cargas de servicio en base a la sección no fisurada. Para los miembros flexionados Clase C las tensiones bajo cargas de servicio se deberán calcular usando la sección fisurada transformada.

R18.3.4

Agregar una nueva sección:

La Referencia 18.1 incluye un método para calcular las tensiones en una sección fisurada.

18.3.5

Agregar una nueva sección:
Las deflexiones de los miembros flexionados pretensados se deberán calcular de acuerdo con 9.5.4.

R18.3.5

Agregar una nueva sección:
La Referencia 18.2 proporciona información sobre el cálculo de deflexiones de miembros fisurados.

18.4 y R18.4

Reemplazar los títulos por:
Requisitos de serviciabilidad - Miembros flexionados

R18.4.1

Reemplazar por:
En esta etapa las tensiones del hormigón son provocadas por la fuerza en el acero de pretensado en transferencia, reducida por las pérdidas debidas al acortamiento elástico del hormigón, la relajación del acero de pretensado, el asentamiento en la transferencia y las tensiones debidas al peso del miembro.

18.4.2

Reemplazar por:
Para los miembros flexionados Clase U y Clase T las tensiones en el hormigón bajo cargas de servicio en base a las propiedades de secciones no fisuradas (y luego de tomar en cuenta todas las pérdidas del pretensado) no deberán ser mayores que:

- a) Tensión en la fibra extrema comprimida debida al pretensado más la carga sostenida..... $0,45f'_c$
- b) Tensión en la fibra extrema comprimida debida al pretensado más la carga total..... $0,60f'_c$

R18.4.2(a) y (b)

Reemplazar por:
El límite para la tensión de compresión de $0,45f'_c$ se estableció de manera conservadora con el objeto de reducir la probabilidad de falla de los miembros de hormigón pretensado por repetición

de las cargas. Este pareció un límite razonable para impedir deformaciones excesivas por fluencia lenta. A valores más elevados, las deformaciones por fluencia lenta tienden a aumentar más rápidamente a medida que aumenta la tensión aplicada.

Al cambiar la tensión admisible, el Código 1995 reconoció que los ensayos de fatiga realizados sobre vigas de hormigón pretensado indican que las fallas del hormigón no constituyen el criterio determinante. Anteriormente la existencia de un único límite para la tensión de compresión penalizaba los diseños con sobrecargas transitorias mayores que la carga permanente y sobrecarga sostenida. Por lo tanto, el nuevo límite de $0,60f'_c$ permite aumentar en un tercio la tensión de compresión admisible para miembros sometidos a cargas transitorias.

Sobrecarga sostenida se define como cualquier parte de la sobrecarga de servicio que se sostendrá durante un período de tiempo suficiente para provocar significativas deformaciones dependientes del tiempo. Por lo tanto, cuando la carga permanente y la sobrecarga sostenida representan un elevado porcentaje de la carga de servicio total, el límite de $0,45f'_c$ de 18.4.2(a) puede resultar determinante. Por otra parte, cuando una gran proporción de la carga de servicio total está compuesta por sobrecargas de servicio transitorias o temporarias, puede resultar aplicable el límite incrementado de 18.4.2(b).

El límite de compresión de $0,45f'_c$ para pretensado más cargas sostenidas continuará controlando el comportamiento a largo plazo de los miembros pretensados.

R18.4.2(c) y (d)

...Esta armadura adherente puede consistir en acero pretensado o no pretensado, o barras de armadura.

18.4.4

Agregar una nueva sección:

Los requisitos de separación deberán ser satisfechos por las armaduras no pretensadas y los tendones adherentes. La separación de los tendones adherentes no deberá ser mayor que 2/3 de la máxima separación permitida para armadura no pretensada.

Si para satisfacer los requisitos de separación se utilizan tanto armadura como tendones adherentes,

la separación entre una barra y un tendón no deberá ser mayor que 5/6 de la permitida por 10.6.4.

MOTIVO DEL CAMBIO EN 18.4.4: Permitir una transición continua entre los requisitos de serviciabilidad para miembros no pretensados y miembros totalmente pretensados. Se incluyen criterios de comportamiento relacionados con la fisuración y la deflexión, consistentes con los criterios de comportamiento para hormigón armado no pretensado.

R18.4.4

Agregar una nueva sección:

Los requisitos para miembros cuya tensión de tracción calculada es mayor que $12\sqrt{f'_c}$ son nuevos en la edición 2002 del código.

Bajo las condiciones de un ambiente corrosivo, el cual se define como un ambiente en el cual se produce un ataque químico tal como el agua de mar, atmósferas industriales corrosivas, gas cloacal u otros ambientes corrosivos, se debería utilizar un recubrimiento mayor que el requerido por 7.7.3.1, y reducir las tensiones de tracción del hormigón a fin de eliminar la posibilidad de fisuración bajo cargas de servicio. El ingeniero deberá utilizar su juicio profesional para determinar el aumento del recubrimiento y decidir si es necesario reducir las tensiones de tracción.

18.4.4.1

Agregar una nueva sección:

Los requisitos de separación deberán ser satisfechos por las armaduras no pretensadas y los tendones adherentes. La separación de los tendones adherentes no deberá ser mayor que 2/3 de la máxima separación permitida para armadura no pretensada.

Si para satisfacer los requisitos de separación se utilizan tanto armadura como tendones adherentes, la separación entre una barra y un tendón no deberá ser mayor que 5/6 de la permitida por 10.6.4.

R18.4.4.1

Agregar una nueva sección:

Al seleccionar el valor de c_c usado para calcular los requisitos de separación sólo es necesario considerar el acero traccionado más próximo a la cara traccionada. Para tomar en cuenta los cables con características de adherencia menos efectivas

que las de la armadura conformada, para los cables se utiliza un factor de efectividad igual a 2/3.

Para los miembros postensados diseñados como miembros fisurados generalmente resultará ventajoso limitar la fisuración mediante el empleo de armadura conformada, para la cual se pueden utilizar directamente los requisitos de 10.6. La armadura adherente requerida por otros requisitos de este código también se pueden utilizar como armadura para limitar la fisuración.

18.4.4.2

Agregar una nueva sección:

Al aplicar la Ec. (10-5) a los tendones de pretensado se deberá sustituir f_{ps} por Δf_{ps} , donde Δf_{ps} se tomará como la diferencia entre la tensión calculada en los tendones de pretensado bajo cargas de servicio en base a un análisis de sección fisurada y la tensión de descompresión f_{dc} en los tendones de pretensado. Estará permitido tomar f_{dc} igual a la pretensión efectiva f_{se} .

R18.4.4.2

Agregar la siguiente nueva sección:

Tomar la tensión de descompresión f_{dc} igual a la pretensión efectiva f_{se} resulta conservador.

18.4.4.3

Agregar una nueva sección:

La magnitud de Δf_{ps} no deberá ser mayor que 36 ksi.

Los requisitos de separación de 18.4.4.1 y 18.4.4.2 no se aplicarán si Δf_{ps} es menor o igual que 20 ksi.

R18.4.4.3

Agregar una nueva sección:

La limitación máxima de 36 ksi para Δf_{ps} y la exención para los miembros con Δf_{ps} menor que 20 ksi son provisionales, y su intención es ser similar a la experimentada antes de la edición 2002 del código.

18.4.4.4

Agregar una nueva sección:

Si la profundidad efectiva de una viga es mayor que 36 in. la sección de armadura de las caras compuesta por armadura o tendones adherentes se proveerá según lo requerido por 10.6.7.

R18.4.4.4

Agregar una nueva sección:

Para satisfacer este requisito se puede utilizar la sección de las armaduras, acero de los tendones adherentes o una combinación de ambos.

18.5

Tensiones admisibles en el acero de pretensado

R18.5

Tensiones admisibles en el acero de pretensado

El código no distingue entre tensiones temporarias y efectivas en el acero de pretensado. Solamente se establece un límite para la tensión del acero de pretensado porque la tensión inicial en el acero de pretensado...Cualquier disminución subsiguiente de la tensión del acero de pretensado debida a las pérdidas sólo puede mejorar las condiciones, y en el código no se establece ningún límite para esta disminución de la tensión.

18.5.1

La tensión de tracción en el acero de pretensado no deberá ser mayor que:

(a) Debida a la fuerza de tesado en el acero de pretensado..... $0,94f_{py}$ pero no mayor que el menor valor entre $0,80f_{pu}$ y el máximo valor recomendado por el fabricante del acero de pretensado o los dispositivos de anclaje.

R18.5.1

En el código 1983 se revisaron las tensiones admisibles en el acero de pretensado para reconocer la mayor resistencia a la fluencia del alambre y cables de baja relajación que satisficieran los requisitos de ASTM A 421 y A 416. Para este acero de pretensado resulta más... En el suplemento de 1986 y en el código 1989 el máximo esfuerzo de tesado para acero el acero de pretensado de baja relajación se redujo a $0,80f_{pu}$ para asegurar una mayor compatibilidad con el máximo valor de tensión del acero de pretensado ($0,74f_{pu}$) inmediatamente después de la transferencia de la pretensión. La mayor resistencia a la fluencia del acero de pretensado de baja relajación no modifica la efectividad de los dispositivos de anclaje de los tendones; por lo tanto, la tensión admisible en los dispositivos de anclaje y acoplamiento para postensado no se incrementa por encima del valor anteriormente permitido de $0,70f_{pu}$. Para el acero de pretensado común (alambre, cables y barras)... Para

barras de acero de pretensado con f_{py} igual a $0,80f_{pu}, \dots$

Debido a las mayores tensiones iniciales admisibles del acero de pretensado...

18.6.1

(a) Asentamiento del acero de pretensado en la transferencia;

(e) Relajación de la tensión del acero de pretensado;

R18.6.2

Los coeficientes tabulados en la Tabla R18.6.2 dan un rango que se puede esperar normalmente. Debido a los numerosos tipos de acero de pretensado, ductos y vainas disponibles, estos valores solamente pueden servir a modo de guía. Si se utilizan conductos rígidos el coeficiente K se puede considerar igual a cero. Para acero de pretensado de gran diámetro en conductos de tipo semirígido el factor K también se puede considerar igual a cero. Los valores de los coeficientes a utilizar para los diferentes tipos particulares de acero de pretensado y...

Cuando la seguridad o serviciabilidad de la estructura pueda estar comprometida, el rango aceptable de las fuerzas de tesado en el acero de pretensado...

18.7.1

...Para el acero de pretensado, f_{ps} se deberá sustituir...

R18.7.1

...Cuando parte del acero de pretensado se encuentra en la zona de compresión..., usando las propiedades tensión-deformación del acero de pretensado y las hipótesis dadas en 10.2.

18.7.2

(a) Para miembros con tendones adherentes:...

(b) Para miembros con tendones sin adherencia y una relación longitud de tramo-profundidad menor o igual que 35:...

(c) Para miembros con tendones sin adherencia y una relación longitud de tramo-profundidad mayor que 35:...

18.7.3

La armadura no pretensada conforme a 3.5.3, si se la utiliza junto con acero de pretensado...

R18.8.1

Reemplazar por:

Los límites de la deformación neta por tracción para secciones controladas por la compresión y por la tracción dados en 10.3.3 y 10.3.4 se aplican a las secciones pretensadas. Estos requisitos reemplazan los límites de armadura máxima utilizados en el código antes de su edición 2002.

El límite de la deformación neta por tracción para las secciones controladas por la tracción dado en 10.3.4 también se puede expresar en términos de ω_p como se definía en ediciones anteriores del código.

El límite de la deformación neta por tracción de 0,005 corresponde a $\omega_p = 0,32\beta_1$ para secciones rectangulares pretensadas.

18.8.2

Reemplazar por:

La cantidad total de armadura pretensada y no pretensada deberá ser adecuada para desarrollar una carga factoreada al menos 1,2 veces la carga de fisuración calculada en base al módulo de rotura f_r especificada en 9.5.2.3. Estará permitido obviar este requisito para:

(a) losas armadas en dos direcciones, postensadas sin adherencia; y

(b) Miembros flexionados cuyas resistencias al corte y a la flexión sean al menos el doble de las requeridas por 9.2.

R18.8.2

Reemplazar por::

Este requisito es una precaución contra el desarrollo de una falla brusca por flexión inmediatamente después de la fisuración. Un miembro flexionado diseñado de acuerdo con los requisitos del código requiere una carga adicional considerable por encima de la correspondiente a la fisuración para llegar a su resistencia a la flexión. Por lo tanto, la considerable deformación advertiría que el miembro está llegando a su resistencia. Si la resistencia a la flexión se alcanzara poco después de la fisuración no se desarrollaría la deformación y no habría advertencia.

18.8.3

Reemplazar por:

En todos los miembros pretensados flexionados parte de la armadura adherente compuesta por barras o tendones, o la totalidad de la misma, se deberá colocar tan cerca como sea posible de la fibra extrema comprimida, excepto que en los miembros pretensados con tendones sin adherencia la mínima armadura adherente compuesta por barras o tendones deberá satisfacer lo requerido por 18.9.

R18.8.3

Reemplazar por:

Se requiere colocar acero adherente cerca de la cara traccionada de los miembros pretensados flexionados. El propósito de este acero adherente es controlar la fisuración bajo cargas de servicio o cargas mayores.

18.9.1

...miembros flexionados con tendones sin adherencia según lo requerido por 18.9.2 y 18.9.3.

R18.9.2

La mínima cantidad de armadura adherente para todos los miembros excepto los sistemas de losas planas reforzadas armadas en dos direcciones se basa en investigaciones que compararon el comportamiento de vigas postensadas adherentes y sin adherencia.^{18.14} En base a estas investigaciones también es aconsejable aplicar los requisitos de 18.9.2 a sistemas de losas armadas en una dirección.

18.9.3

Para los sistemas de losas planas reforzadas armadas en dos direcciones la sección mínima y distribución de la armadura adherente deberán ser como se requiere en 18.9.3.1, 18.9.3.2 y 18.9.3.3.

MOTIVO DEL CAMBIO EN 18.9.3: Como se observa en el comentario, la base de la Sección 18.9.3 es la Referencia 18.15. Desde 1983 a la actualidad la Referencia 18.15 ha estado en conflicto con la Sección 18.9.3.

R18.9.3

La mínima cantidad de armadura adherente en los sistemas de losas planas reforzadas armadas en dos direcciones se basa en informes redactados por el Comité ACI-ASME 423.^{18.3, 18.15} Las limitadas investigaciones disponibles sobre losas planas

armadas en dos direcciones reforzadas con paneles de refuerzo^{18.16} indican que el comportamiento de estos sistemas es similar al comportamiento de las placas planas. En 1983 la Referencia 18.15 fue revisada por el Comité 423 para aclarar que la Sección 18.9.3 se aplica a sistemas de losas planas reforzadas armadas en dos direcciones.

R18.9.3.3

Investigaciones sobre sistemas de losas planas reforzadas armadas en dos direcciones postensadas sin adherencia evaluadas por el Comité ACI-ASME 423^{18.1, 18.3, 18.15, 18.16} indican que la armadura adherente en las regiones de momento negativo, dimensionada en base al 0,075 por ciento de la sección transversal de la faja de losa correspondiente a una viga, proporciona suficiente ductilidad y reduce el ancho y la separación de las fisuras.

18.10.4.1

Reemplazar por lo siguiente:

Si se provee armadura adherente en los apoyos de acuerdo con 18.9, estará permitido aumentar o reducir los momentos negativos calculados usando la teoría elástica para cualquier carga supuesta, de acuerdo con 8.4.

R18.10.4

Reemplazar por lo siguiente:

Los requisitos para la redistribución de los momentos negativos dados en 8.4 también se aplican a los miembros pretensados. En la Referencia 18.XX hay una comparación de los resultados de ensayo con la Sección 18.10.4 del Código ACI 1999.

Para que los principios de redistribución de los momentos de 18.10.4 sean aplicables a vigas con tendones sin adherencia, es necesario que dichas vigas contengan armadura adherente suficiente para asegurar que luego de la fisuración continuarán actuando como vigas y no como una serie de arcos. Los requisitos sobre armadura adherente mínima de 18.9 servirán este propósito.

18.11.2.2

A excepción de los muros, los miembros con una tensión media de pretensado f_{pc} mayor o igual que 225 psi deberán tener todos sus tendones envueltos por...

R18.12.2

...losas es controlado por la resistencia total del acero de pretensado y...

18.12.4

Para sobrecargas y cargas uniformemente distribuidas normales la separación de los tendones o grupos de...

18.12.5

En losas con tendones sin adherencia, la armadura adherente deberá ser...

18.13.2.1

El diseño de zonas locales se deberá basar en la fuerza de pretensado factoreada...

18.13.3.1

El diseño de zonas generales se deberá basar en la fuerza de pretensado factoreada...

R18.13.4

...El valor para el acero de pretensado sin adherencia se basa en... algunas veces tensionado a resistencias del hormigón menores que 2500 psi; (a) debido al uso de anclajes de un solo cable sobredimensionados; o (b) cuando se tensiona por etapas, frecuentemente a niveles de 1/3 a 1/2 de la fuerza de pretensado final.

18.13.4.3

A menos que se utilicen dispositivos de anclaje sobredimensionados para compensar la menor resistencia a la compresión o que el acero de pretensado se tensione a no más del 50 por ciento de la fuerza de pretensado final, el acero de pretensado no deberá ser...

R18.13.5

Modificar el segundo párrafo y el último párrafo:

...En la Fig. R18.13.5 se ilustran los términos de las Ecs. (R18-1) y (R18-2) para una fuerza de pretensado con pequeña excentricidad. Si hay más de un tendón, al aplicar las Ecs. (R18-1) y (R18-2) se debería considerar la secuencia de tensado especificada ...

ΣP_{su} = sumatoria de la fuerza de pretensado factoreada total para la secuencia de tensado considerada, lb.;

Para los tendones en los cuales el centroide se encuentra dentro del núcleo central de la sección la fuerza de astillado se puede estimar como el 2 por ciento de la fuerza de pretensado total factoreada,...

R18.13.5.5

Los anclajes intermedios se utilizan para anclar tendones que no se extienden en la totalidad de la longitud de un miembro... El requisito de $0,35P_{su}$ se desarrolló utilizando el 25 por ciento de la fuerza de pretensado no factoreada siendo resistida por la armadura a $0,6f_y$.

18.13.5.7

...armadura mínima con una resistencia nominal a la tracción igual al dos por ciento de cada fuerza de pretensado factoreada deberá ser...

18.16

Revisar el título de la sección:

Protección contra la corrosión para tendones sin adherencia...

R18.16

Revisar el título de la sección:

Protección contra la corrosión para tendones sin adherencia

18.16.1

El acero de pretensado sin adherencia deberá estar dentro de una vaina. El acero de pretensado deberá estar totalmente recubierto y las vainas que contienen el acero de pretensado se deberán llenar con un material adecuado para inhibir la corrosión.

R18.16.1

Los materiales adecuados para la protección contra la corrosión del acero de pretensado deberían...

R18.16.2

...el material de polietileno que se extruye directamente sobre el acero de pretensado recubierto.

18.17.1

...deberá ser impermeable al mortero y no reactivo con el hormigón, el acero de pretensado, el mortero de relleno y...

18.17.2

...deberá tener un diámetro interno al menos 1/4 in. mayor que el diámetro del acero de pretensado.

18.17.3

...al menos dos veces el área de la sección transversal del acero de pretensado.

R18.17.4

...Se debería utilizar un inhibidor de la corrosión para proveer protección temporaria si el acero de pretensado está expuesto...

18.18

Revisar el título de la sección:

Mortero para tendones adherentes

R18.18

Revisar el título de la sección:

Mortero para tendones adherentes

... El mortero proporciona adherencia entre el acero de pretensado y la vaina, y protege el acero de pretensado contra la corrosión.

El éxito obtenido en el pasado con el mortero para los tendones ha sido...

R18.18.2

... Las sustancias que se sabe afectan negativamente los tendones, el mortero o el hormigón son...

18.18.4.1

... tamizado y bombeado de manera de llenar completamente las vainas.

18.19

Revisar el título de la sección:

Protección del acero de pretensado

Las operaciones de corte térmico o soldado en la proximidad del acero de pretensado se deberán realizar de manera de no someter el acero de pretensado a temperaturas excesivas, chipas o corrientes a tierra.

18.20.1

(a) Medición del alargamiento del acero. El alargamiento requerido se determinará a partir de curvas carga media-alargamiento correspondientes al acero de pretensado utilizado;

R18.20.1

Modificar el segundo párrafo:

Se revisó la Sección 18.18.1 del Código 1989 para permitir una tolerancia del 7 por ciento en la fuerza del acero de pretensado determinada mediante lectura de los dispositivos indicadores de la tensión y mediciones del alargamiento para construcciones postensadas. ... En las aplicaciones postensadas la fricción a lo largo del acero de pretensado se puede ver afectada en diversos grados estableciendo tolerancias y pequeñas irregularidades en el perfil de los tendones debidas a la colocación del hormigón. Los coeficientes de fricción entre el acero de pretensado y las vainas también están sujetos a variación...

18.20.2

... del hormigón se logra cortando térmicamente el acero de pretensado, puntos de corte y...

18.20.4

La pérdida total de pretensión debida al no reemplazo del acero de pretensado dañado no deberá ser mayor que...

18.21.1

Los anclajes y acoplamiento para tendones adherentes y sin adherencia deberán desarrollar al menos el 95 por ciento de la resistencia a la rotura especificada del acero de pretensado, al ser ensayados en... de manera que en las secciones críticas se desarrolle el 100 por ciento de la resistencia a la rotura especificada del acero de pretensado una vez que el acero de pretensado esté adherido en el miembro.

R18.21.1

... se basa en el 95 por ciento de la resistencia a la rotura especificada del acero de pretensado en el ensayo. El material que constituye el acero de pretensado debería... la máxima resistencia de diseño del acero de pretensado por un margen sustancial, ... desarrollar menos del 100 por ciento de la resistencia a la rotura especificada del acero de pretensado se debería utilizar solamente cuando la longitud de transferencia entre el anclaje o acoplamiento y las secciones críticas es mayor o igual que la requerida para desarrollar la resistencia del acero de pretensado... o mediante ensayos de adherencia sobre otros materiales de acero de pretensado, según resulte adecuado.

R18.22.4

... Algunas condiciones requerirán que el acero de pretensado esté protegido mediante...

Capítulo 19

19.2.6

... Si los tendones están curvados dentro de un envoltorio, el diseño...

R19.2.6

... Las fuerzas axiales debidas a tendones curvados pueden no estar contenidas en un solo plano...

R19.2.9

Eliminar esta sección.

R19.2.11

Eliminar la segunda oración.

Capítulo 20

20.2.4

Cuando resulta necesaria, la resistencia de las armaduras o el acero de pretensado deberá ser...

20.2.5

Revisar de la siguiente manera:

Secciones controladas por la tracción,
según lo definido en 10.3.41,0
Secciones controladas por la compresión,
según lo definido en 10.3.3:

Miembros con armadura helicoidal
de acuerdo con 10.9.30,85
Otros miembros armados0.8

Corte y/o torsión0.8

Apoyo sobre hormigón0.8

R20.2.5

Agregar un segundo párrafo:

En la edición 2002 se modificaron los factores de reducción de la resistencia de 20.2.5 de manera de ser compatibles con las combinaciones de cargas y factores de reducción de la resistencia del

Capítulo 9, los cuales fueron revisados en ese momento.

R20.3.2

Agregar un segundo párrafo:

Aunque para la edición 2002 se revisaron las combinaciones de cargas y los factores de reducción de la resistencia del Capítulo 9, la intensidad de carga de los ensayos de carga no fue modificada. Esta se considera adecuada para los diseños realizados utilizando las combinaciones de cargas y factores de reducción de la resistencia del Capítulo 9 o del Apéndice C.

MOTIVO DEL CAMBIO EN 20.2.5 y 20.3.2:

Ajustar las combinaciones de cargas de ACI 318 de acuerdo con las nuevas cargas de viento y cargas sísmicas de ASCE 7-98 e IBC 2000. Actualizar los factores de reducción de la resistencia del Capítulo 20 por motivos de compatibilidad con las revisiones indicadas para el Capítulo 9. Trasladar las tradicionales combinaciones de cargas y factores de reducción de la resistencia al Apéndice C para su uso alternativo.

Capítulo 21

Revisión de las modificaciones introducidas en el Capítulo 21:

Se incluyen nuevos requisitos para pórticos de momento especiales y muros estructurales contruidos de hormigón premoldeado (Secciones 21.6 y 21.8, respectivamente). Las nuevas secciones se insertan a continuación de las secciones existentes relacionadas con pórticos de momento especiales y muros estructurales. También se incluyen nuevos requisitos para muros estructurales intermedios contruidos de hormigón premoldeado (Sección 21.13), requisitos adicionales para sistemas aporticados no dimensionados para resistir fuerzas inducidas por movimientos sísmicos (Sección 21.11) y notación y definiciones adicionales.

Con esta revisión se propone que las principales secciones del Capítulo 21 sean las siguientes. Se deberán actualizar adecuadamente todas las referencias.

21.1 - Definiciones

21.2 - Requisitos generales

21.3 - Miembros flexionados de pórticos de momento especiales

21.4 - Miembros de pórticos de momento especiales sometidos a flexión y carga axial
 21.5 - Uniones de los pórticos de momento especiales
21.6 - Pórticos de momento especiales contruistos utilizando hormigón premoldeado
21.7 - Muros estructurales y vigas de acoplamiento especiales de hormigón armado
21.8 - Muros estructurales especiales contruistos utilizando hormigón premoldeado
21.9 - Diafragmas y cerchas estructurales
21.10 - Fundaciones
21.11 - Miembros de pórticos no dimensionados para resistir fuerzas inducidas por movimientos sísmicos
21.12 - Requisitos para pórticos de momento intermedios
21.13 - Muros estructurales premoldeados intermedios

21.0

c_l = tamaño de columna rectangular o equivalente, capitel o cartela medida en la dirección del tramo para la cual se están determinando los momentos, in.
 c_t = dimensión igual a la distancia entre la cara interior de la columna y el borde de la losa medida paralela a c_l , pero no mayor que c_l , in.
 h = espesor total del miembro, in.
 M_{pr} = resistencia probable a la flexión de los miembros, con o sin carga axial, determinada usando...
 S_e = momento, corte o fuerza axial en una conexión correspondiente con el desarrollo de la resistencia probable en las ubicaciones donde se desea fluencia, en base al mecanismo determinante de deformación lateral inelástica, considerando los efectos tanto de las cargas gravitatorias como de las cargas sísmicas
 S_n = resistencia nominal a la flexión, corte o carga axial de la conexión
 S_v = resistencia a la fluencia de la conexión, en base a $f_{v,s}$ para momento, corte o fuerza axial

21.1

Pórtico de momento - Pórtico en el cual los miembros y uniones resisten fuerzas mediante flexión, corte y fuerza axial...

Pórtico de momento ordinario - Pórtico de hormigón colado in situ o premoldeado que cumple con los requisitos de los Capítulos 1 a 18.

Pórtico de momento intermedio - Pórtico colado in situ que cumple con los requisitos de 21.2.2.3 y 21.12 además de los requisitos correspondientes a pórticos de momento ordinarios.

Pórtico de momento especial - Pórtico colado in situ que cumple con los requisitos de 21.2 a 21.5 o pórtico premoldeado que cumple con los requisitos de 21.2 a 21.6. Además, deben satisfacer los requisitos correspondientes a pórticos de momento ordinarios.

Muros estructurales - ...

Muro estructural premoldeado intermedio - Muro que cumple con todos los requisitos aplicables de los Capítulos 1 a 18 además de 21.13.

Muro estructural de hormigón armado especial - Muro colado in situ que cumple con los requisitos de 21.2 y 21.7 además de los requisitos correspondientes a muros estructurales de hormigón armado ordinarios.

Muro estructural premoldeado especial - Muro premoldeado que cumple con los requisitos de 21.8. Además, deben satisfacer los requisitos correspondientes a muros estructurales de hormigón armado ordinarios y los requisitos de 21.2.

Agregar nuevas definiciones:

Conexión - Región que une uno o más miembros, uno de los cuales es premoldeado.

Conexión dúctil - Conexión que experimenta fluencia como resultado de los desplazamientos de diseño.

Conexión resistente - Conexión que permanece elástica mientras los miembros adyacentes experimentan fluencia como resultado de los desplazamientos de diseño.

Unión - Porción de estructura común a miembros que se intersecan. En 21.0 se define el área efectiva de la unión para el cálculo de la resistencia al corte. (Ver A_j)

Región de rótula plástica - Longitud de un elemento de un pórtico en la cual se espera que debido a los desplazamientos de diseño se produzca fluencia flexional; se extiende no menos

que una distancia h a partir de la sección crítica donde se inicia la fluencia flexional.

R21.1

Agregar un nuevo comentario junto a la definición de Pórtico de momento especial:

La intención de los requisitos de 21.6 es lograr un pórtico de momento especial construido utilizando hormigón premoldeado con una resistencia y tenacidad mínimas equivalentes a la de los pórticos de momento especiales de hormigón colado in situ.

Agregar un nuevo comentario junto a la definición de Muro estructural premoldeado intermedio:

La intención de los requisitos de 21.13 es lograr un muro estructural premoldeado intermedio con una resistencia y tenacidad mínimas equivalentes a las de un muro estructural de hormigón armado ordinario colado in situ. Se considera que un muro de hormigón premoldeado que sólo satisface los requisitos de los Capítulos 1 a 18 y no los requisitos adicionales de 21.13 ó 21.8 posee menos ductilidad e integridad estructural que un muro estructural premoldeado intermedio.

Agregar un nuevo comentario junto a la definición de Muro estructural premoldeado especial:

La intención de los requisitos de 21.8 es lograr un muro estructural premoldeado especial con una resistencia y tenacidad mínimas equivalentes a las de un muro estructural de hormigón armado especial colado in situ.

R21.2.1

Revisar los párrafos 1, 2, 3, 5, 6 y 7 como se indica a continuación. Después del séptimo párrafo agregar un nuevo octavo párrafo. Revisar el párrafo 8 existente como se indica a continuación, e insertar después del nuevo octavo párrafo. Los párrafos 4 y 9 existentes no se modifican. El párrafo 9 existente se convierte en el décimo (último) párrafo:

El Capítulo 21 contiene requisitos considerados como requisitos mínimos para una estructura de hormigón colado in situ o premoldeado... La integridad de la estructura en el rango de respuesta inelástica se debería mantener ya que se consideran las fuerzas de diseño definidas en documentos tales como el IBC^{12,xx}, el UBC^{21.1} y los requisitos NEHRP^{21.2}...

Cuando una estructura de hormigón colado in situ o premoldeado correctamente detallada responde a un fuerte movimiento del suelo...

Los requisitos del Capítulo 21 relacionan los requisitos para el detallado con el tipo de pórtico estructural, nivel de riesgo sísmico en el sitio de emplazamiento, nivel de deformación inelástica previsto en el diseño estructural y uso y ocupación de la estructura. Tradicionalmente el nivel de riesgo sísmico se clasificaba como bajo, moderado y elevado. El nivel de riesgo sísmico de una región, o la categoría de comportamiento o diseño sísmico de una estructura, está regulado por el código general de construcción adoptado legalmente o bien es determinado por la autoridad local (ver 1.1.8.3, R1.1.8.3 y Tabla R1.1.8.3). El IBC 2000 y los requisitos NEHRP 2000 utilizan la misma terminología que los requisitos NEHRP 1997.

La intención de los requisitos de los Capítulos 1 a 18 y 22 es proveer a las estructuras una tenacidad adecuada en regiones de bajo riesgo sísmico, o asignadas a... los requisitos del Capítulo 21 para sistemas resistentes a las fuerzas laterales compuestos por pórticos de momento ordinarios o muros estructurales ordinarios.

El Capítulo 21 requiere detalles especiales para estructuras de hormigón armado en regiones de riesgo sísmico moderado, o asignadas a categorías de comportamiento o diseño sísmico intermedio. Estos requisitos se encuentran en 21.2.1.3, 21.12 y 21.13. Aunque en 21.13 se presentan nuevos requisitos para el diseño de muros estructurales premoldeados intermedios, en la actualidad los códigos de construcción generales que tratan las categorías de comportamiento o diseño sísmico no incluyen los muros estructurales intermedios.

Las estructuras en regiones de riesgo sísmico elevado, o asignadas a categorías de comportamiento o diseño sísmico elevado, pueden estar sujetas a fuertes vibraciones del terreno. Las estructuras diseñadas utilizando fuerzas sísmicas basadas en factores de modificación de respuesta para pórticos de momento especiales o muros estructurales de hormigón armado especiales probablemente experimentarán múltiples ciclos de desplazamientos laterales mucho más allá del punto de fluencia de la armadura en caso de producirse la vibración sísmica del terreno. Los requisitos de las Secciones 21.2 a 21.11 se han desarrollado para proveerle a la estructura una tenacidad adecuada para esta respuesta especial.

En la Tabla R21.2.1 se resumen los requisitos de los Capítulos 21 y 22 tal como se aplican a los diversos componentes de las estructuras en regiones de riesgo sísmico intermedio o elevado, o asignadas a categorías de comportamiento o diseño sísmico elevado o intermedio.

Los requisitos especiales de dimensionamiento y detallado del Capítulo 21 se basan fundamentalmente en experiencias en obra y en laboratorio relacionadas con estructuras de hormigón armado monolíticas y estructuras de hormigón premoldeado diseñadas y detalladas para comportarse como estructuras monolíticas. La extrapolación de estos requisitos a otros tipos de estructuras de hormigón colado in situ o premoldeado se debería basar en evidencia aportada por experiencia en obra, ensayos o análisis. La Norma Provisoria ACI T1.1-99, "Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing," se puede utilizar conjuntamente con el Capítulo 21 para demostrar que la resistencia y tenacidad de un sistema aporticado propuesto son mayores o iguales que las provistas por un sistema de hormigón monolítico comparable.^{21.X1}

MOTIVO DE LOS CAMBIOS EN R21.2.1: (a) Actualizar el comentario del Capítulo 21 a fin de proveer lineamientos sobre niveles sísmicos de diseño compatibles con el IBC 2000 y NEHRP 2000, (b) proveer lineamientos para el diseño de sistemas de hormigón premoldeado sismorresistentes, (c) introducir una nueva tabla que constituye una guía sobre el uso de diferentes sistemas aporticados sismorresistentes para los usuarios que no utilizan este capítulo frecuentemente, y (d) introducir cambios editoriales reemplazando "construcción" por "estructura."

21.2.1.3

En regiones de riesgo sísmico moderado, o para estructuras asignadas a categorías de comportamiento o diseño sísmico intermedio, para resistir las fuerzas inducidas por los movimientos sísmicos se utilizarán pórticos de momento intermedios o especiales, o muros estructurales ordinarios, intermedios o especiales...

21.2.1.4

En regiones de riesgo sísmico elevado, o para estructuras asignadas a categorías de comportamiento o diseño sísmico elevado, para resistir las fuerzas inducidas por los movimientos sísmicos se utilizarán pórticos de momento especiales, muros estructurales especiales y diafragmas y cerchas que cumplan con 21.2 a 21.10. Los miembros de un pórtico no diseñados para resistir fuerzas sísmicas deberán satisfacer 21.11.

21.2.4.2

La resistencia a la compresión del hormigón de agregados livianos utilizada en el diseño no deberá ser mayor que 5000 psi.

R21.2.4

Los requisitos de esta sección se refieren a la calidad del hormigón en pórticos... resistencia del hormigón de agregados livianos a utilizar en los cálculos del diseño estructural está limitada a 5000 psi, fundamentalmente debido a que...

MOTIVO DEL CAMBIO EN 21.2.4.2 y R21.2.4: Reducir / eliminar del Capítulo 21 la barrera que impide utilizar hormigón de alta resistencia de agregados livianos.

21.2.8

Agregar un nuevo título:

Anclaje en hormigón

21.2.8.1

Agregar una nueva sección:

En las estructuras ubicadas en regiones de riesgo sísmico elevado, o asignadas a categorías de comportamiento o diseño sísmico elevado, los anclajes que resisten fuerzas inducidas por los movimientos sísmicos deberán satisfacer los requisitos adicionales de la Sección D.3.3 del Apéndice D.

21.4.4.1

Se deberá proveer armadura transversal como se requiere a continuación, a menos que 21.4.3.2 ó 21.4.5 requieran una cantidad mayor.

MOTIVO DEL CAMBIO EN 21.4.4.1: Corregir el número de las secciones del código a las cuales se hace referencia cruzada.

21.6

Agregar una nueva sección 21.6 y su comentario, y reenumerar las secciones subsiguientes:

Agregar un nuevo título:

Pórticos de momento especiales contruoidos utilizando hormigón premoldeado

21.6.1

Agregar una nueva sección:

Los pórticos de momento especiales con conexiones dúctiles contruoidos utilizando hormigón premoldeado deberán satisfacer los siguientes requisitos además de todos los requisitos para pórticos de momento especiales contruoidos con hormigón colado in situ:

(a) El corte de diseño para las conexiones V_e no deberá ser mayor que $0,5V_n$, donde V_n se calcula de acuerdo con 11.7.4; y

(b) Los empalmes mecánicos de la armadura de vigas no se deberá ubicar a menos de $h/2$ de la cara de la unión y deberán satisfacer los requisitos de 21.2.6.

21.6.2

Agregar una nueva sección:

Los pórticos de momento especiales con conexiones resistentes contruoidos utilizando hormigón premoldeado deberán satisfacer todos los requisitos para pórticos de momentos especiales contruoidos con hormigón colado in situ, y además deberán satisfacer los siguientes requisitos:

(a) Los requisitos de 21.3.1.2 se aplicarán a segmentos entre ubicaciones en las cuales se prevé que ocurra fluencia debido a los desplazamientos de diseño;

(b) La resistencia de diseño de la conexión resistente ϕS_n deberá ser al menos S_e ;

(c) La armadura longitudinal primaria se deberá hacer continua a través de las conexiones y se deberá desarrollar tanto fuera de la conexión resistente como fuera de la región de rótula plástica; y

(d) Las conexiones columna-columna deberán tener una resistencia de diseño ϕS_n no menor que $1,4S_e$. En las conexiones columna-columna la resistencia a la flexión de diseño ϕM_n no deberá ser menor que 0,4 por la máxima resistencia a la flexión probable M_{pr} para la columna dentro de la altura del piso, y la resistencia al corte de diseño

ϕV_n de la conexión no deberá ser menor que la determinada de acuerdo con 21.4.5.1.

21.6.3

Los pórticos de momento especiales contruoidos utilizando hormigón premoldeado y que no satisfacen los requisitos de 21.6.1 ó 21.6.2 deberán satisfacer los requisitos de la Norma ACI T1-01, "Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing," además de los siguientes:

(a) Los detalles y materiales utilizados en las probetas de ensayo deberán ser representativos de los utilizados en la estructura; y

(b) El procedimiento de diseño utilizado para dimensionar las probetas de ensayo deberá definir el mecanismo mediante el cual el pórtico resiste los efectos gravitatorios y sísmicos, y deberá establecer valores de aceptación para sostener dicho mecanismo. Las probetas de ensayo deberán contener las porciones del mecanismo que se desvían de los requisitos del código y se deberán ensayar para determinar límites superiores para los valores de aceptación.

R21.6

Agregar una nueva sección:

Pórticos de momento especiales contruoidos utilizando hormigón premoldeado

La intención de los requisitos de 21.6.1 y 21.6.2 es producir pórticos que respondan a los desplazamientos de diseño esencialmente como pórticos de momento especiales monolíticos.

Se prevé que los sistemas aporticados de hormigón premoldeado compuestos por elementos de hormigón con conexiones dúctiles experimentarán fluencia flexional en las regiones de conexión. En las conexiones dúctiles la armadura se puede hacer continua utilizando empalmes mecánicos Tipo 2 o cualquier otra técnica que permita un desarrollo en tracción o compresión, según sea necesario, de al menos 125 por ciento de la resistencia a la fluencia especificada f_y de las barras y la resistencia a la tracción especificada de las barras.^{21.X2, 21.X3, 21.X4, 21.X5}

Los requisitos para los empalmes mecánicos son adicionales a los requisitos de 21.2.6, y su intención es evitar que las deformaciones se concentren en una corta longitud de armadura adyacente a un dispositivo de empalme. En 21.6.1 se dan requisitos adicionales para la resistencia al

corte a fin de impedir deslizamientos sobre las caras de la conexión.

La intención es que los sistemas aporticados de hormigón premoldeado compuestos por elementos unidos utilizando conexiones resistentes experimenten fluencia flexional fuera de las conexiones. Las conexiones resistentes incluyen la longitud de los herrajes de acoplamiento como se ilustra en la Fig. R21.6.2. En 21.6.2(b) se utilizan técnicas de diseño por capacidad para asegurar que la conexión resistente permanecerá elástica luego de la formación de las rótulas plásticas. Se presentan requisitos adicionales para columnas cuya intención es evitar la formación de rótulas y el debilitamiento de la resistencia de las conexiones columna-columna.

En ensayos en laboratorio realizados sobre conexiones viga-columna premoldeadas^{21.X8} se observó que la concentración de deformaciones provocaba la falla frágil de las barras de armadura en la cara de los empalmes mecánicos. Los diseñadores deberían seleccionar cuidadosamente la ubicación de las conexiones resistentes o bien tomar otras medidas, tales como la desadherencia de las barras de armadura en las regiones donde las tensiones son elevadas, a fin de evitar la concentración de deformaciones que podrían provocar la fractura prematura de la armadura.

Mediante estudios experimentales se ha probado que algunos sistemas aporticados premoldeados que no satisfacen los requisitos del Capítulo 21 presentan características de comportamiento sísmico adecuadas.^{21.X6, 21.X7} La Norma Provisoria ACI ITG/T1.1 define un protocolo para establecer un procedimiento de diseño para estos pórticos, validado por análisis y ensayos de laboratorio. El procedimiento de diseño debería identificar el recorrido de las cargas o el mecanismo mediante el cual el pórtico resiste los efectos gravitatorios y sísmicos. Los ensayos se deberían configurar de manera de ensayar comportamientos críticos, y las cantidades medidas deberían establecer límites superiores de los valores de aceptación para los componentes del recorrido de las cargas, los cuales se pueden expresar en términos de tensiones, fuerzas, deformaciones u otros parámetros. El procedimiento de diseño utilizado para la estructura no debería diferir del utilizado para diseñar las probetas de ensayo, y los valores de aceptación no deberían ser mayores que los valores que probaron ser aceptables en los ensayos. Los materiales y

componentes utilizados en la estructura deberían ser similares a los utilizados en los ensayos. Las desviaciones o diferencias pueden ser aceptables si el ingeniero puede demostrar que dichas desviaciones o diferencias no afectan de manera negativa el comportamiento del sistema aporticado.

21.7.5.2

Los tendones adherentes utilizados como...

Cambiar la sección 21.6 existente a 21.7, incluyendo las subsecciones

21.7.7

21.7.7.1

Las vigas de acoplamiento con una relación de aspecto $\ell_n/h \geq 4$ deberán satisfacer los requisitos de 21.3. ...

21.7.7.2

Estará permitido que las vigas de acoplamiento con una relación de aspecto $\ell_n/h < 4$...

21.7.7.3

Las vigas de acoplamiento con una relación de aspecto $\ell_n/h < 2$, y con una fuerza de corte factoreada V_u mayor que $4\sqrt{f'_c} A_{cp}$ se deberán armar...

21.7.7.4

Las vigas de acoplamiento armadas con dos grupos de... que se intersecan...

(b) La resistencia nominal al corte, V_n , se deberá determinar como:

$$V_n = 2A_{vd}f_y \sin \alpha \leq 10\sqrt{f'_c} A_{cp} \quad (21-9)$$

R21.7.7

Revisar el segundo párrafo:

Experimentos demuestran que... se restringen a vigas con una relación de aspecto $\ell_n/h < 4$.

Agregar luego del cuarto párrafo:

Ensayos incluidos en la Referencia 21.34 demostraron que las vigas armadas según lo descrito en la Sección 21.7.7 poseen adecuada

ductilidad a fuerzas de corte mayores que $10A_{cp}\sqrt{f'_c}$. En consecuencia, el uso de un límite igual a $10A_{cp}\sqrt{f'_c}$ proporciona un límite superior aceptable.

MOTIVO DEL CAMBIO EN 21.7.7 y R21.7.7:
Eliminar inconsistencias y simplificar los requisitos del código.

21.8

Agregar una nueva sección 21.8 y renumerar las secciones subsiguientes:

Agregar un nuevo título:

Muros estructurales especiales contruidos utilizando hormigón premoldeado

21.8.1

Agregar una nueva sección:

Los muros estructurales especiales contruidos utilizando hormigón premoldeado deberán satisfacer los requisitos de 21.7 para muros estructurales especiales colados in situ además de 21.13.2 y 21.13.3.

Cambiar sección 21.7 existente a 21.9, incluyendo las subsecciones

21.9.5.2

Los tendones adherentes utilizados como... primaria...

21.9.8.3

La armadura para cordones y colectores en los empalmes y zonas de anclaje deberán tener:

(a) Una separación mínima entre centros de tres diámetros de las barras longitudinales, pero no menos de 1-1/2 in., y un mínimo recubrimiento libre de hormigón de...

Cambiar sección 21.8 existente a 21.10, incluyendo las subsecciones

Cambiar sección 21.9 existente a 21.11, incluyendo las subsecciones

21.11.3.3

Los miembros con fuerzas axiales debidas a las cargas gravitatorias mayores que $A_g f'_c / 10$ deberán satisfacer 21.4.3.1, 21.4.4, 21.4.5 y 21.5.2.1.

MOTIVO DEL CAMBIO EN 21.11.3.3:

Proporcionar lineamientos sobre niveles de diseño sísmico compatibles con el IBC 2000 y NEHRP 2000.

21.11.4

Agregar una nueva subsección:

Los miembros de pórticos de hormigón premoldeados que se asume no contribuyen a la resistencia lateral, incluyendo sus conexiones, además de 21.11.1 a 21.11.3 deberán satisfacer lo siguiente:

(a) Se deberán proveer los zunchos especificados en 21.11.2.2 en la totalidad de la altura de la columna, incluyendo la profundidad de las vigas;

(b) Se deberá proveer armadura para integridad estructural, según lo especificado en 16.5; y

(c) La longitud de apoyo en el apoyo de una viga deberá ser al menos 2 in. mayor que la determinada mediante cálculos en base a los valores de resistencia de apoyo de 10.17.

R21.11

Agregar un nuevo comentario al final de R21.11:

El pobre comportamiento de algunos edificios con sistemas gravitatorios de hormigón premoldeado durante el Terremoto de Northridge se atribuyó a diversos factores tratados en 21.11.4. Las columnas deberían tener zunchos en la totalidad de su altura, los miembros de pórticos no dimensionados para resistir fuerzas sísmicas deberían estar atados unos a otros y se deberían utilizar mayores longitudes de apoyo para mantener la integridad del sistema gravitatorio durante los movimientos sísmicos. El aumento de 2 in. de la longitud de apoyo se basa en una relación de desplazamientos de piso supuesta igual al 4 por ciento y una profundidad de viga de 50 in., y este aumento se considera conservador para los movimientos de suelo anticipados en zonas de riesgo sísmico elevado. Además de los requisitos de 21.11.4, los miembros de pórticos premoldeados que se supone no contribuyen a la resistencia lateral también deberían satisfacer 21.11.1 a 21.11.3.

**Cambiar sección 21.10 existente a 21.12,
incluyendo las subsecciones**

21.12.4.2

En ambos extremos del miembro se deberán disponer aros en una longitud igual al doble de la profundidad del miembro medida a partir de la cara del miembro de apoyo hacia el centro del tramo. El primer aro deberá estar ubicado a no más de 2 in. de la cara del miembro de apoyo. La máxima separación de los aros no deberá ser mayor que el menor valor entre:

- (a) $d/4$;
- (b) ocho veces el diámetro de la menor barra longitudinal envuelta;
- (c) 24 veces el diámetro de barra de los aros; y
- (d) 12 in.

21.12.5.1

Las columnas deberán tener armadura helicoidal de acuerdo con 7.10.4 o deberán cumplir con 21.12.5.2 a 21.12.5.4. La sección 21.12.5.5 se aplicará a todas las columnas.

21.12.5.2

En ambos extremos del miembro se deberán disponer aros a s_o sobre una... (b) 24 veces el diámetro de barra de los aros; (c) la mitad del...

21.12.5.3

El primer aro deberá estar ubicado a no más de $s_o/2$ de la cara de la unión.

Eliminar 21.12.5.3 existente

21.12.5.4

Fuera de la longitud ℓ_{os} la separación de la armadura transversal deberá cumplir con 7.10 y 11.5.4.1.

21.12.5.5

La armadura transversal de las uniones deberá satisfacer 11.11.2.

21.12.6.2

La fracción definida por la Ec. (13-1) del momento M_s deberá ser resistida por armadura colocada dentro del ancho efectivo especificado en 13.5.3.2. El ancho de losa efectivo para las conexiones exteriores y de esquina no se deberá extender más

allá de la cara de la columna una distancia mayor que c_t medida perpendicularmente al tramo de losa.

21.12.6.8

Agregar una nueva sección:

En las secciones críticas de columnas definidas en 11.12.1.2 el corte bidireccional o punzonado provocado por las cargas gravitatorias factoreadas no deberá ser mayor que $0,4\phi V_c$, donde V_c se deberá calcular según lo definido en 11.12.2.1 para losas no pretensadas y en 11.12.2.2 para losas pretensadas. Estará permitido obviar este requisito si la contribución de la tensión de corte bidireccional factoreada debida a las cargas sísmicas transferidas por excentricidad del corte de acuerdo con 11.12.6.1 y 11.12.6.2 en el punto de máxima tensión no es mayor que la mitad de la tensión ϕv_n permitida por 11.12.6.2.

R21.12

Revisar el sexto párrafo:

La sección 21.12.4 contiene requisitos para proveerle a las vigas un nivel crítico de tenacidad. La armadura transversal en los extremos de las vigas consistirá en aros. En la mayoría de los casos los estribos requeridos por 21.12.3 para la fuerza de corte de diseño serán más que los requeridos por 21.12.4. Los requisitos de 21.12.5 sirven el mismo propósito en las columnas.

Revisar el último párrafo:

El momento M_s se refiere, para una combinación de cargas dada... momento M_s se asigna al ancho efectivo de losa. Para las conexiones de borde y en esquina la armadura flexional perpendicular al borde no se considera totalmente efectiva a menos que esté colocada dentro del ancho efectivo de losa.^{21.x} Ver la Fig. R21.12.x.

R21.12.6.8

Agregar una nueva sección:

En ensayos realizados en laboratorio^{21.y} las conexiones losa-columna tuvieron ductilidad de desplazamiento lateral reducida cuando el corte en la conexión superaba el límite recomendado. Los requisitos se aplican a losas armadas en dos direcciones que forman parte del sistema primario resistente a las fuerzas laterales.

MOTIVO DEL CAMBIO EN 21.12.4.2 y 21.12.5:

En los pórticos de momento intermedios, en algunas regiones de los elementos del pórtico la probabilidad de astillado y pérdida de hormigón es elevada. Tanto el comportamiento observado durante terremotos reales como las investigaciones experimentales repetidamente han indicado que, a menos que la armadura transversal esté doblada alrededor de la armadura longitudinal y sus extremos se proyecten hacia el núcleo del elemento, la armadura transversal se abrirá en los extremos y perderá la capacidad de confinar el hormigón del núcleo.

MOTIVO DEL CAMBIO EN 21.12.6.2: En las conexiones losa-columna de borde y en esquina la armadura flexional perpendicular al borde no es totalmente efectiva a menos que esté próxima a la columna.

MOTIVO DEL CAMBIO EN 21.12.6.8: Drante un sismo los pórticos compuestos por losas y columnas son susceptibles a la falla por punzonado si las tensiones de corte debidas a las cargas gravitatorias son elevadas.

21.13

Agregar un nuevo título:

Muros estructurales intermedios premoldeados

21.13.1

Agregar una nueva sección:

Los requisitos de esta sección se aplican a muros estructurales intermedios premoldeados utilizados para resistir fuerzas inducidas por movimientos sísmicos.

21.13.2

Agregar una nueva sección:

En las conexiones entre paneles de muro, o entre paneles de muro y la fundación, la fluencia se deberá restringir a los elementos de acero o armadura.

21.13.3

Agregar una nueva sección:

Los elementos de la conexión que no están diseñados para experimentar fluencia deberán desarrollar al menos $1,5S_y$.

R21.13

Agregar un nuevo título:

Muros estructurales intermedios premoldeados

Agregar una nueva sección:

Se requiere que las conexiones entre paneles de muro premoldeados o entre paneles de muro y las fundaciones resistan fuerzas inducidas por movimientos sísmicos y proveer para la fluencia en la proximidad de las conexiones. Si se utilizan empalmes mecánicos Tipo 2 para conectar directamente la armadura primaria, la resistencia probable del empalme debe ser al menos 1-1/2 veces la resistencia a la fluencia especificada de la armadura.

Capítulo 22

22.5.1

El diseño de las secciones transversales sometidas a flexión se deberá basar en:

$$\phi M_u \geq M_u \quad (22-1)$$

donde

$$M_n = 5\sqrt{f'_c} S \quad (22-2)$$

si están controladas por la tracción, y en

$$M_n = 0,85 f'_c S \quad (22-3)$$

"... si están controladas por la compresión, donde S es el correspondiente módulo elástico de la sección.

22.10.1(b)

(b) Para todas las demás estructuras están permitidos los cimientos de hormigón simple que soportan muros de mampostería armada u hormigón armado colado in situ siempre que los cimientos...

MOTIVO DEL CAMBIO EN 22.10.1: En las categorías de comportamiento o diseño sísmico elevado, los cimientos de hormigón simple estarían restringidos a viviendas unifamiliares y bifamiliares, y a ciertos otros casos donde los muros continuos solicitaran los cimientos de manera limitada. En aplicaciones recientes de ACI

318-99 en California algunos ingenieros colocaron armadura nominal en los cimientos de estructuras de marco de madera de tres pisos con muros de cortante de madera laminada y anclajes de alta capacidad, lo cual no era lo pretendido.