

Período de Discusión Pública de las Revisiones Propuestas: De ACI 318-02 a ACI 318-05

A partir de la edición 2002 del Código ACI 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary," se han introducido varias mejoras y aclaraciones importantes.

Por motivos de claridad, las revisiones del Código ACI 318-02 se han dividido en un listado de modificaciones técnicas y un listado de cambios de simbología o notación. Las modificaciones técnicas se publican en la presente edición de *Concrete International* y en el sitio web de ACI. Los requisitos que contienen tanto modificaciones técnicas como cambios de simbología se incluyen junto con las modificaciones técnicas. La lista de simbología revisada ha sido incorporado al Capítulo 2 y también se incluye junto con las modificaciones técnicas.

En el sitio web de ACI (www.concrete.org), haciendo click sobre "Publications" en la barra de menú y luego sobre "Standardization Actions," puede consultar algunos cambios de simbología o notación adicionales considerados de naturaleza estrictamente editorial.

SIMBOLOGÍA

- Para simplificar el uso del código, el Comité ACI 318 decidió unificar la simbología. Se lograron cuatro objetivos fundamentales:
 1. Proveer una definición única para cada simbología;
 2. Consolidar las simbologías similares cuando correspondía y eliminar simbología innecesaria;
 3. Trasladar la lista de simbología del Apéndice E al Capítulo 2; y
 4. Eliminar la lista de simbología del inicio de cada capítulo.

ASPECTOS TÉCNICOS

- Se cambió "mallas soldadas de alambres" por "armaduras soldadas de alambres" para lograr consistencia con las prácticas actuales;
- Se actualizaron las normas de referencia;
- Se aclaró el uso de la armadura de polímero reforzado con fibras (FRP, según sus siglas en inglés);
- Se diferenció entre la ubicación de las juntas constructivas para losas postesadas y la ubicación para losas de hormigón armado;
- Se aclaró el cálculo de la resistencia a flexión de diseño de los elementos pretensados en las secciones dentro de las longitudes de transferencia y anclaje;
- Se ajustaron los límites de separación para la armadura dispuesta para controlar la fisuración y la armadura superficial en las caras laterales;
- Se modificó el límite para la resistencia de la armadura en forma de zunchos utilizada para confinamiento, pasando de 60.000 psi a 100.000 psi;
- Se permitió un método de diseño alternativo para torsión;
- Se buscó que todo el código fuera consistente en cuanto a los factores de reducción de la resistencia, los factores de carga y la adopción del enfoque de diseño unificado;
- Se aclararon los requisitos sobre empalmes por yuxtaposición y anclaje de la armadura de flexión en los tabiques estructurales especiales de hormigón armado;
- Se incluyeron requisitos de armadura de corte para las uniones losa-columna de las estructuras ubicadas en regiones de peligrosidad sísmica elevada; y
- Se aclaró y modificó el Apéndice D.

REVISIONES AL CÓDIGO ACI 318-02,
"BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE
AND COMMENTARY"

INFORMADO POR EL COMITÉ ACI 318
CÓDIGO DE CONSTRUCCIÓN NORMALIZADO

James K. Wight (Presidente)

Basile G. Rabbat (Secretario)

Miembros Votantes

Sergio M. Alcocer
Florian G. Barth
Roger J. Becker
Kenneth B. Bondy
John E. Breen
James R. Cagley
Michael P. Collins
W. Gene Corley
Charles W. Dolan
Anthony E. Fiorato
Catherine E. French
Luis E. Garcia
S.K. Ghosh
Lawrence G. Griffis

David P. Gustafson
D. Kirk Harman
James R. Harris
Neil M. Hawkins
Terence C. Holland
Kenneth C. Hover
Phillip J. Iverson
James O. Jirsa
Dominic J. Kelly
Gary J. Klein
Ronald Klemencic
Cary S. Kopczynski
H. S. Lew
Colin L. Lobo

Robert F. Mast
Steven L. McCabe
W. Calvin McCall
Jack P. Moehle
Myles A. Murray
Julio A. Ramirez
Thomas C. Schaeffer
Stephen J. Seguirant
Roberto Stark
Eric M. Tolles
Thomas D. Verti
Sharon L. Wood
Loring A. Wyllie
Fernando V. Yanez

Miembros de los Subcomités

Neal S. Anderson
Mark A. Aschheim
John F. Bonacci
JoAnn P. Browning
Nicolas J. Carino
Ronald A. Cook
Juan Pablo Covarrubias
Robert J. Frosch
Harry A. Gleich
R. Doug Hooton

L. S. Paul Johal
Michael E. Kreger
Daniel A. Kuchma
LeRoy A. Lutz
James G. MacGregor
Joe Maffei
Denis Mitchell
Vilas S. Mujumdar
Suzanne D. Nakaki
Theodore L. Neff

Andrzej S. Nowak
Randall W. Poston
Bruce W. Russell
Guillermo Santana
Anderw Scanlon
John F. Stanton
Fernando R. Stucchi
Raj Valluvan
John W. Wallace

Miembros Consultivos

C. Raymond Hays

Richard C. Meininger

Charles G. Salmon

Las discusiones pertinentes se publicarán en una futura edición de *Concrete International* si se reciben antes del 21 de Setiembre de 2004. Por favor dirija sus comentarios a Todd R. Watson, Manager, Technical Documents, American Concrete Institute, P.O. Box 9094, Farmington Hills, MI 48333-9094, o por e-mail a pubcomments@concrete.org.

ASPECTOS GENERALES

Todas las secciones de simbología o notación se eliminaron del inicio de cada uno de los capítulos, y se consolidaron en una lista única incluida en el Capítulo 2.

PREFACIO

La parte de este documento correspondiente al código abarca el ~~correcto~~ diseño y la construcción ~~de edificios del hormigón estructural utilizado en edificios y cuando corresponda en estructuras distintas de edificios. El código se ha escrito de manera tal que pueda ser adoptado por referencia en un código de construcción general; las ediciones anteriores se han utilizado exitosamente de este modo.~~

Entre los temas cubiertos se encuentran:...

La calidad y ensayo...

Los usos del código incluyen la adopción por referencia en los códigos de construcción generales, y las ediciones anteriores se han utilizado exitosamente de este modo. El código está escrito en un formato que permite esta referencia sin necesidad de modificar su lenguaje. Por lo tanto, no se pueden incluir antecedentes, detalles o sugerencias referentes a los requisitos o a la intención de la parte correspondiente al código propiamente dicho. Para este propósito se provee el comentario. Dentro del comentario se discuten algunas de las consideraciones tenidas en cuenta por el comité al desarrollar el código, enfatizando la explicación de requisitos nuevos o revisados. Se citan muchos de los estudios o investigaciones analizados al preparar el código; de este modo el usuario que desee hacerlo podrá estudiar en profundidad determinados temas en particular. También se citan otros documentos que contienen sugerencias para realizar los requisitos del código.

~~Debido a que el Código de Construcción ACI está escrito en forma de un documento legal para permitir su adopción por referencia en un código de construcción general, éste no puede presentar antecedentes, detalles o sugerencias referentes a sus requisitos o a su intención. El comentario es quien debe satisfacer esta necesidad.~~

~~El comentario discute algunas de las consideraciones tenidas en cuenta por el comité al desarrollar el código, enfatizando la explicación de requisitos nuevos o revisados que pueden no resultar familiares para los usuarios del código.~~

~~Se citan muchos de los estudios o investigaciones analizados al preparar el código; de este modo el usuario que desee hacerlo podrá estudiar en profundidad determinados temas en particular. También se citan otros documentos que contienen sugerencias para realizar los requisitos del código.~~

Motivo:

Algunos han interpretado, de manera incorrecta, que el prefacio implicaba que el único motivo por el cual el Comité 318 redacta la parte correspondiente al código es para su adopción en un código de construcción general. Esta revisión elimina esta confusión.

Palabras Clave

... vigas T; torsión; tabiques; agua; ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres.

Motivo:

Este cambio se introduce para cambiar el término "malla soldada de alambre" por "armadura soldada de alambre" a fin de ser consistente con las Especificaciones ASTM actuales para armaduras soldadas de alambres lisos y conformados, A 185 y A 487 respectivamente.

CUADRO DE TEXTO ANTERIOR A LA INTRODUCCIÓN

El Código de Construcción ACI ~~2002~~ y su Comentario se presentan en un formato de dos columnas, una al lado de la otra. La columna de la izquierda contiene la parte correspondiente al código propiamente dicho, mientras que el comentario correspondiente está alineado en la columna de la derecha. Para diferenciar aún más el Código del Comentario, para el Código se ha utilizado la fuente Helvética, el mismo tipo de fuente utilizado para el presente párrafo. Las líneas verticales en los márgenes indican cambios respecto de ~~ACI 318-99, incluyendo cambios de tipo no técnico tales como nuevas secciones o números de ecuaciones~~ la edición anterior.

Para este párrafo se utilizó la fuente Times Roman, y para todas las partes del texto que corresponden exclusivamente al comentario también se ha utilizado esta fuente. Los números de artículo del Comentario están precedidos por una letra "R" a fin de diferenciarlos de los números de artículo del Código. Las líneas verticales en los márgenes indican cambios respecto de ~~ACI 318-99, incluyendo cambios de tipo no técnico tales como nuevas secciones o números de ecuaciones~~ la edición anterior.

Motivo:

Aclaración de tipo editorial.

INTRODUCCIÓN

Primer Párrafo

Este comentario discute algunas de las consideraciones tenidas en cuenta por el Comité 318 al desarrollar los requisitos contenidos en el documento "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02~~5~~)," en adelante denominado el código o el código ~~2002~~5. Se enfatiza la explicación de requisitos nuevos o revisados que pueden no resultar familiares para los usuarios del código. Además, se incluyen comentarios sobre algunos puntos contenidos en ediciones anteriores del código a fin de independizar el presente comentario del comentario sobre ~~el código ACI 318-99 ediciones anteriores~~. Los comentarios sobre requisitos específicos se incluyen en el capítulo correspondiente, con los mismos números de artículo que el código.

Tercer Párrafo

Como su nombre lo implica, el documento "Building Code Requirements for Structural Concrete (~~ACI 318-02~~)" tiene la intención de ser utilizado como parte de un ...

Motivo:

Aclaración de tipo editorial.

Octavo Párrafo

... de cada una de las partes en una construcción habitual. Se debe evitar incluir en las especificaciones ~~técnicas de un proyecto~~ referencias de tipo general que simplemente exijan el cumplimiento del código, ya que rara vez el contratista está en condiciones de aceptar responsabilidad por detalles de diseño o requisitos constructivos que dependen de un conocimiento detallado del diseño. Sin embargo, los contratos de tipo diseño y construcción típicamente combinan la responsabilidad por el diseño y la construcción. En general, los planos... En parte, esto se puede lograr incluyendo referencias a secciones específicas del código en las especificaciones ~~técnicas de un proyecto~~. Otras publicaciones de ACI...

Motivo:

Los contratistas que suscriben contratos de tipo diseño y construcción sí aceptan la responsabilidad por los detalles de diseño o requisitos constructivos que dependen del conocimiento detallado del diseño, pero esto es porque tienen un acuerdo contractual que así lo establece.

Noveno Párrafo

~~Es deseable~~ Se recomienda tener programas de ensayo y certificación para ...

"Standard Specification for Agencies Engaged in the Testing and/or Inspection of Materials Used in Construction (ASTM E 329 ~~00b~~ 02)

Motivo:

Actualizar las normas de referencia.

Ayudas para el Diseño

"**Structural Welded Wire Reinforcement Manual of Standard Practice,**" Wire Reinforcement Institute, Findlay, Ohio, 4ta. Edición, Abril 1992, pp. 31 (Describe material para ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres...

Motivo:

Ver el motivo expuesto en el artículo correspondiente a Palabras Clave.

CAPÍTULO 1**R1.1**

El documento "**Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-~~0205~~),**" en adelante denominado el código, proporciona requisitos mínimos para el diseño o la construcción de hormigón estructural.

La edición 2002⁵ del código revisó la anterior norma "**Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-9902).**" Esta norma...

El hormigón pretensado es...

El Capítulo 21...

En el código 1999 y ediciones anteriores... Se puede utilizar el Método de Diseño Alternativo del código 1999 en reemplazo de las secciones aplicables ~~del código 2002~~ del presente código.

El Apéndice A del código...

El Apéndice B ~~del código 2002~~ del presente código contiene requisitos para los límites de armadura que se basan en $0,75\rho_b$, la determinación del factor de reducción de la resistencia ϕ , y el momento

Motivo:

Aclaración de tipo editorial.

R1.1.6

R1.1.6 – Las siguientes publicaciones contienen recomendaciones detalladas para el diseño y la construcción de pisos y losas a nivel del plano de fundación que no transmiten al suelo cargas verticales ni esfuerzos laterales de otras partes de la estructura, y para losas postesadas a nivel del plano de fundación de uso residencial:

"Design of Slabs on Grade" informado por el Comité ACI 360.^{1.a} (Presenta información sobre el diseño de losas a nivel del plano de fundación, principalmente pisos industriales y losas adyacentes a los mismos. El informe trata la planificación, el diseño y el detallado de las losas. Luego de presentar información sobre los antecedentes de las teorías de diseño, el informe incluye una discusión del sistema resistente del suelo, las cargas y los tipos de losas. Presenta métodos de diseño para losas de hormigón simple, hormigón armado, hormigón compensador de la contracción y hormigón postesado.)

"Design and Construction of Post-Tensioned Slabs-on-Ground" PTI^{1.b} (Contiene recomendaciones para las fundaciones consistentes en losas postesadas a nivel del plano de fundación. Presenta lineamientos para los estudios de suelo, el diseño y la construcción de losas postesadas de uso residencial y comercial liviano construidas sobre suelos expansivos o compresibles.)

Agregar dos nuevas referencias, y reenumerar las referencias restantes:

1.a ACI Committee 360, "Design of Slabs on Grade" (ACI 360R-92 [Reapproved 1997]), "American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1997, pp. 57. También *Manual of Concrete Practice*, Parte 5, 2004

1.b PTI, "Design and Construction of Post-Tensioned Slabs-on-Ground," 2da Edición, Post-Tensioning Institute, Phoenix, AZ, Octubre 1996, pp.90.

Motivo:

Informarle a los usuarios del Código ACI 318 los documentos aplicables al diseño de las losas y pisos no estructurales construidos a nivel del plano de fundación, directamente sobre el nivel del terreno.

R1.1.8.3

R1.1.8.3 – Niveles de peligrosidad sísmica (Mapas de Zonificación Sísmica)... Las ediciones 2000 y 2003 del IBC (International Building Code)^{1.xx} y el NFPA 5000 2003 (Building Construction and Safety Code)^{1.yy} también utiliza los dos criterios del NBC y el SBC y también consideran los efectos de la amplificación del suelo sobre el movimiento del terreno al asignar el riesgo sísmico. De acuerdo con los códigos IBC y NFPA, cada estructura es asignada a una Categoría de Diseño Sismorresistente (SDC, según sus siglas en inglés). Entre sus diferentes usos, el SDC determina diferentes niveles de requisitos de detallado...

En ausencia de un código de construcción general... Los mapas de movimiento sísmico o mapas de zonificación sísmica, tales como los recomendados en las Referencias 1.10~~xx~~, 1.15 y 1.16 son adecuados para correlacionar la peligrosidad sísmica.

Tabla R.1.1.8.3 – Correlación entre la terminología sísmica de los distintos códigos modelo

Código, norma o documento de referencia y edición	Nivel de peligrosidad sísmica o categoría de comportamiento o diseño sismorresistente según lo definido en el artículo del código		
	Baja (21.2.1.2)	Moderada/Intermedia (21.2.1.3)	Elevada (21.2.1.4)
<u>International Building Code IBC 2000, 2003; NFPA 5000, 2003; ASCE 7-98, 7-02; NEHRP 1997, 2000</u>	SDC* A, B	SDC C	SDC D, E, F
BOCA National Building Code 1993, 1996, 1999; Standard Building Code 1994, 1997, 1999; ASCE 7-93, 7-95, 7-98 ; NEHRP 1991, 1994	SPC [†] A, B	SPC C	SPC D, E
Uniform Building Code 1991, 1994, 1997	Zona Sísmica 0, 1	Zona Sísmica 2	Zona Sísmica 3, 4

* SDC = Categoría de Diseño Sismorresistente (*Seismic Design Category*) según lo definido en el código, norma o documento aplicable

† SPC = Categoría de Comportamiento Sismorresistente (*Seismic Performance Category*) según lo definido en el código, norma o documento aplicable

Agregar dos referencias nuevas:

1.xx "International Building Code," International Code Council, Falls Church, VA, 2003.

1.yy "Building Construction and Safety Code – NFPA 5000," National Fire Protection Association, Quincy, MA, 2003.

Motivo:

Actualizar las normas y documentos de referencia.

R1.3 - Inspección – ...La Calificación de los inspectores se puede obtener a partir de un programa de certificación, tal como el Programa ACI de Certificación de Inspectores Especiales de Construcciones de Hormigón, ~~el programa de certificación para Inspectores de Hormigón Armado auspiciado por ACI, ICBO (International Conference of Building Officials), BOCA (Building Officials and Code Administrators International, y SBCCI (Southern Building Code Congress International).~~

R1.3.1, segundo párrafo – ...y las operaciones posteriores a la colocación a través del Programa ACI de Certificación de Inspectores: Inspector Especial de Construcciones de Hormigón, ~~programa de Inspectores Especiales del Hormigón Armado auspiciado por ACI, ICBO, BOCA e SBCCI o su equivalente.~~

R1.3.2, segundo párrafo – ... y para ver que se estén realizando ensayos para aseguramiento ~~control~~ de la calidad de acuerdo con lo especificado.

Motivo:

Actualizar los títulos y aclarar la intención.

CAPÍTULO 2

Capítulo 2 – Simbología y Definiciones

2.1

(Nota: En las ediciones anteriores del código el Apéndice E incluía un listado de la simbología utilizada. Para la edición 2005, la simbología se ha trasladado a una nueva sección 2.1. No hemos subrayado la totalidad del artículo nuevo, sino que en la sección 2.1 el subrayado y tachado indican cómo se ha revisado la simbología anteriormente incluida en el Apéndice E en todo el código.)

2.1 – Simbología utilizada en el Código

Los términos incluidos en esta lista se utilizan en el código y, cuando son necesarios, en el comentario.

- | | |
|-----------------------------|--|
| <i>a</i> | = altura del bloque de tensiones rectangular equivalente definido en 10.2.7.1, in.,
Capítulos 10, 12 <u>Capítulo 10</u> |
| <i>a_v</i> | = luz de corte, <u>igual a la distancia desde el centro de una carga concentrada hasta ya sea (a) la cara del apoyo si se trata de un elemento continuos o en voladizo,</u>
<u>o (b) el centro del apoyo si se trata de un elemento simplemente apoyado,</u> in.,
Capítulo 11, <u>Apéndice A</u> |
| <i>a</i> | = luz de corte, igual a la distancia desde una carga hasta un apoyo en una
estructura, in., Apéndice A |

- A_b = área de una barra o alambre individual ~~horizontal~~, in.², Capítulos 10, 12
- A_b = ~~área de una barra individual~~, in.², ~~Capítulo 12~~
- A_{brg} = área de apoyo de la cabeza del perno o bulón de anclaje, in.², Apéndice D
- A_c = área de la sección de hormigón que resiste la transferencia del corte, in.², Capítulo 11
- A_e = ~~área del núcleo de un elemento comprimido armado con zunchos, medida hasta el diámetro exterior del zuncho~~, in.², ~~Capítulo 10~~
- A_e = ~~área de la superficie de contacto en la que se estudia el corte horizontal~~, in.², ~~Capítulo 17~~
- A_{cf} = área de la mayor sección transversal bruta de las franjas de viga-placa que corresponden a los dos pórticos equivalentes ortogonales que se intersecan en una columna, perteneciente a una losa en dos direcciones, in.², Capítulo 18
- A_{ch} = área de la sección transversal de un elemento estructural medida hasta la parte exterior de la armadura transversal, in.², Capítulos 10, 21
- A_{cp} = área encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de hormigón, in.², ver 11.6.1, Capítulo 11
- A_e ~~A_{CS}~~ = ~~área efectiva~~ de la sección transversal en un extremo de una biela en un modelo de bielas y tirantes, considerada perpendicular al eje de la biela, in.², Apéndice A
- ~~A~~ ~~A_{ct}~~ = área de la parte de la sección transversal comprendida entre el borde traccionado por flexión y el baricentro de la sección bruta, in.², Capítulo 18
- A_{cv} = área total de la sección de hormigón limitada por el espesor del alma y la longitud de la sección en la dirección del esfuerzo de corte considerado, in.², Capítulo 21
- ~~A_{ep}~~ ~~A_{cw}~~ = área de la sección de hormigón, ~~que resiste corte~~, de un pilar individual, o segmento de tabique horizontal, o viga de acoplamiento que resiste corte, in.², Capítulo 21
- A_f = área de la armadura de una ménsula o cartela que resiste los momentos mayorados, ~~$[V_u a + N_{ue}(h - d)]$~~ , in.², ver 11.9, Capítulo 11
- A_g = área bruta de la sección de hormigón, in.² En una sección hueca, A_g es el área de hormigón solamente y no incluye el área del o los vacíos, ver 11.6.1, Capítulos ~~11~~ 9-11, 14-16, 21, 22, ~~Apéndice B~~, Apéndices B, C
- A_g = ~~área bruta de una columna~~, in.², ~~Capítulo 16~~
- A_g = ~~área bruta de una sección~~, in.², ~~Capítulos 9, 10, 14, 21, 22, 15~~, ~~Apéndice B~~
- A_h = área total de armadura de corte paralela a la armadura principal de tracción ~~por flexión en una ménsula o cartela~~, in.², ver 11.9, Capítulo 11
- A_j = área efectiva de la sección transversal dentro de una unión, ~~Ver 21.5.3.1~~, en un plano paralelo al plano de la armadura que genera corte en la unión, in.² ~~La profundidad de la unión es la profundidad total de la columna. Cuando una viga concurre a un apoyo de mayor ancho, el ancho efectivo de la unión no debe ser~~

mayor que el menor valor entre:

(a) el ancho de la viga más la profundidad de la unión

(b) dos veces la menor distancia perpendicular desde el eje longitudinal de la viga hasta el borde de la columna

ver 21.5.3.1, Capítulo 21

- A_{ℓ} = área total de la armadura longitudinal para resistir torsión, in.², Capítulo 11
- $A_{\ell min}$ = área mínima de la armadura longitudinal para resistir torsión, in.², ver 11.6.5.3, Capítulo 11
- A_n = área de la armadura de una ménsula o cartela que resiste el esfuerzo de tracción N_{uc} , in.², ver 11.9, Capítulo 11
- A_N ~~A_{NC}~~ = área de falla proyectada del hormigón de un anclaje individual o grupo de anclajes, para el cálculo de la resistencia a tracción, in.², ~~como se define en ver D.5.2.1~~ A_N no se deberá adoptar mayor que nA_{No} . Ver Figura RD.5.2.1(b), Apéndice D
- A_{No} ~~A_{Nco}~~ = área de falla proyectada del hormigón de un anclaje individual, para el cálculo de la resistencia a tracción cuando si no está limitada por la distancia al borde o por la separación, in.², ~~como se define en ver D.5.2.1, Figura RD.5.2.1(a),~~ Apéndice D
- A_n A_{nz} = área de una cara de una zona nodal o de una sección que atraviesa una zona nodal, in.², Apéndice A
- A_o = área total encerrada por la trayectoria del flujo de corte, in.², Capítulo 11
- A_{oh} = área encerrada por el eje de la armadura transversal cerrada más externa dispuesta para resistir la torsión, in.², Capítulo 11
- A_{ps} = área de la armadura tesa del acero de pretensado en la zona traccionada por flexión, in.², Capítulos 11, 18, Apéndice B
- A_s = área de la armadura longitudinal traccionada no tesa, in.², Capítulos 8, 10, 11, 12, 10-12, 14, 15, 18, Apéndice B
- A_s = ~~área de la armadura longitudinal traccionada en el segmento de tabique, in.², Capítulo 14~~
- A_s = ~~área de la armadura traccionada, in.², Apéndice B~~
- A'_s = área de la armadura longitudinal comprimida, in.², Capítulos 8, 9, 18, Apéndices A, B Apéndice A
- A'_s = ~~área de la armadura de compresión en una biela, in.², Apéndice A~~
- A_{sc} = área de la armadura principal de tracción en una ménsula o cartela, in.², ver 11.9.3.5, Capítulo 11
- A_{se} = ~~área efectiva de la armadura longitudinal traccionada en el segmento de tabique, in.², determinada según la Ecuación (14-8), Capítulo 14~~
- A_{se} = área efectiva de la sección transversal del anclaje, in.², Apéndice D

- A_{sh} = área de la sección transversal total de la armadura transversal (incluyendo los estribos cruzados) dentro de la separación s y perpendicular a la dimensión b_c , in.², Capítulo 21
- A_{si} = área total de la armadura superficial con una separación s_i en la capa i que atraviesa una biela, con la armadura formando un ángulo α_i respecto del eje de la biela, in.², Apéndice A
- A_{si} = ~~área efectiva de la sección transversal de la camisa de un anclaje de expansión o rebajado, si la camisa se encuentra en el plano de corte~~, in.², Apéndice D
- $A_{s,min}$ = ~~cantidad~~ área mínima de la armadura de flexión, in.², ver 10.5, Capítulo 10
- A_{st} = área total de la armadura longitudinal no tesa, (barras o perfiles de acero), in.², ~~Capítulo 10~~, Capítulos 10, 21
- A_t A_{sx} = área del perfil de acero o tubo estructural en una sección compuesta, in.², Capítulo 10
- A_t = área de una rama de un estribo cerrado que resiste la torsión en una ~~distancia~~ separación s , in.², Capítulo 11
- A_{ps} A_{tp} = ~~área de la armadura tesa~~ del acero de pretensado en una biela, in.², Apéndice A
- A_{tr} = área total de toda la armadura transversal que está ~~ubicada~~ dentro de la separación s y que atraviesa el plano potencial de hendimiento a través de la armadura que está siendo anclada, in.², Capítulo 12
- A_{st} A_{ts} = área de la armadura no tesa en un tirante, in.², Apéndice A
- A_v = área de la armadura de corte dentro de ~~una distancia~~ la separación s , in.², ~~Capítulos 11, 12, 17~~
- A_v = ~~área de la armadura de corte en una distancia s , o área de la armadura de corte perpendicular a la armadura traccionada por flexión en una distancia s para elementos de gran altura solicitados a flexión~~, in.², ~~Capítulo 11~~
- A_v = ~~área de estribos en una distancia s~~ , in.², ~~Capítulo 17~~
- A_v A_{vc} = área de falla proyectada del hormigón de un anclaje individual o grupo de anclajes, para el cálculo de la resistencia al corte, in.², ~~como se define en ver D.6.2.1 y A_v no se deberá adoptar mayor que nA_{vc} . Ver RD.6.2(b)~~, Apéndice D
- A_{vc} A_{vco} = área de falla proyectada del hormigón de un anclaje individual, para el cálculo de la resistencia al corte ~~cuando si~~ no está limitada por la influencia de las esquinas, la separación o el espesor del elemento, in.², ~~como se define en ver D.6.2.1, y ver Figura RD.6.2(a)~~, Apéndice D
- A_{vd} = área total de la armadura en cada grupo de barras diagonales en una viga de acoplamiento con armadura diagonal, in.², Capítulo 21
- A_{vf} = área de la armadura de corte por fricción, in.², Capítulo 11
- A_{vh} = área de la armadura de corte paralela a la armadura de tracción por flexión en ~~una distancia~~ separación s_2 , in.², Capítulo 11
- $A_{v,min}$ = área mínima de armadura de corte en la separación s , in.², ~~ver 11.5.5.3, 11.5.6.3~~

y 11.5.6.4, Capítulo 11

- A_w = ~~área de un alambre individual que se debe anelar o empalmar, in.², Capítulo 12~~
- A_1 = ~~área cargada, in.², Capítulos 10, 22~~
- A_2 = ~~área de la base inferior del mayor tronco de pirámide, cono o cuña achaflanada contenida en su totalidad dentro del área de apoyo, y que tiene por base superior el área cargada y sus caras laterales con pendientes de 1 vertical en 2 horizontal, in.², Capítulos 10, 22~~
- b = ~~ancho de la cara comprimida de un elemento, in., Capítulos 8, 9, 11, 18, 21, 10, Apéndice B~~
- b = ~~ancho efectivo del ala comprimida de un elemento estructural, in., Capítulo 21~~
- b_c = dimensión de la sección transversal del núcleo de una columna medida entre los centros de las ramas exteriores de la armadura transversal que comprende el área A_{sh} , in., Capítulo 21
- b_o = ~~perímetro de la sección crítica para el corte en losas y zapatas, in., ver 11.12.1.2, Capítulos 11, 22~~
- $b_{\underline{s}}$ = ~~ancho del elemento tirante, in., Capítulo 22, Apéndice A~~
- b_t = ~~ancho de la parte de la sección transversal que contiene los estribos cerrados que resisten la torsión, in., Capítulo 11~~
- b_v = ~~ancho de la sección transversal en la superficie de contacto en la que se estudia el corte horizontal, in., Capítulo 17~~
- b_w = ~~ancho del alma, o diámetro de una sección circular, in., Capítulos 10-12, 11, 12, 21, 22, Apéndice B~~
- b_w = ~~ancho del alma, in., Capítulo 10~~
- b_1 = ~~ancho dimensión de la sección crítica b_o definida en 11.12.1.2 medida en la dirección de la luz para la cual han sido determinados los momentos, in., Capítulos 11, 13~~
- b_2 = ~~ancho dimensión de la sección crítica b_o definida en 11.12.1.2 medida en la dirección perpendicular a b_1 , in., Capítulos 11, 13~~
- B_n = ~~carga resistencia nominal al aplastamiento, lb, Capítulo 22~~
- B_u = carga de aplastamiento mayorada, lb, Capítulo 22
- c = ~~distancia desde la fibra comprimida extrema al eje neutro, in., Capítulos 9, 10, 14, 21, Apéndice A~~
- e = ~~distancia desde la fibra comprimida extrema al eje neutro, in., Capítulos 10, 14, Apéndice A~~
- e = ~~distancia desde la fibra comprimida extrema al eje neutro, Ver 10.2.7, calculada para el esfuerzo axial mayorado y la resistencia nominal al momento, consistente con el desplazamiento de diseño δ_u , con la cual se obtiene la mayor profundidad del eje neutro, in., Capítulo 21~~

- e = ~~distancia desde el centro de un anclaje hasta el borde del hormigón, in.,~~
~~Apéndice D~~
- C_{ac} = distancia crítica al borde requerida para desarrollar la resistencia básica al desprendimiento del hormigón de un anclaje instalado en hormigón endurecido no fisurado sin armadura suplementaria para controlar el hendimiento, in., ver D.8.6, apéndice D
- $e_{max} C_{a,max}$ = ~~mayor máxima distancia a un borde~~ entre el centro de un anclaje y el borde del hormigón, in., Apéndice D
- $e_{min} C_{a,min}$ = ~~menor mínima distancia a un borde~~ entre el centro de un anclaje y el borde del hormigón, in., Apéndice D
- $e_1 C_{a1}$ = distancia desde el centro de un anclaje hasta el borde del hormigón en una dirección, in. Cuando Si al anclaje se aplica esfuerzo de corte, $e_1 C_{a1}$ se debe considerar en la dirección del esfuerzo de corte aplicado. Si al anclaje se aplica tracción, C_{a1} es la mínima distancia a un borde. Ver Figura RD-6.2(a), Apéndice D
- $e_2 C_{a2}$ = distancia desde el centro de un anclaje hasta el borde del hormigón en la dirección ortogonal perpendicular a $e_1 C_{a1}$, in., Apéndice D
- $e C_b$ = dimensión de la separación o recubrimiento, menor valor entre (a) la distancia desde el eje de una barra o alambre hasta la superficie de hormigón más próxima, y (b) la mitad de la separación entre los centros de las barras o alambres que se están anclando, in., Ver 12.2.4, Capítulo 12
- C_c = recubrimiento libre de la armadura medido entre la superficie traccionada más próxima y la superficie de la armadura traccionada por flexión, in., ver 10.6.4, Capítulo 10
- e_e = recubrimiento libre medido entre la superficie traccionada más próxima y la superficie del acero traccionado por flexión, in., Capítulo 18
- C_t = dimensión igual a la distancia desde la cara interior de la columna hasta el borde de la losa, medida de forma paralela a C_1 , pero nunca mayor que C_1 , in., Capítulo 21
- C_1 = ~~tamaño~~ dimensión de una columna rectangular o rectangular equivalente, del capitel o de la ménsula medida en la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos, in., Capítulos 11, 13, 21
- C_2 = ~~tamaño~~ dimensión de una columna rectangular o rectangular equivalente, del capitel o de la ménsula medida de forma transversal en la dirección perpendicular a C_1 a la luz para la cual se determinan los momentos, in., Capítulos 11, 13
- C = constante de la sección transversal para definir las propiedades torsionales de losas y vigas, ver 13.6.4.2, Capítulo 13
- $$= \sum \left(1 - 0,63 \frac{x}{y} \right) \frac{x^3 y}{3}$$

~~Para las secciones en forma de T o L, C se puede determinar dividiendo la sección en partes rectangulares independientes y luego sumando los valores de~~

~~C~~ correspondientes a cada parte, Capítulo 13

- C_m = factor que relaciona el diagrama de momentos real con un diagrama equivalente de momentos uniformes, Capítulo 10
- d = distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, in., Capítulos 7-10, 7, 9-12, 14, 17, 18, 21, Apéndices A, B, C
- ~~d~~ = ~~distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, pero no debe ser menor que $0,80h$ para secciones circulares y elementos pretensados, in., Capítulo 11~~
- ~~d~~ = ~~distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura traccionada para la sección compuesta completa, in., Capítulo 17~~
- ~~d~~ = ~~distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, in., Capítulo 14~~
- ~~d~~ = ~~distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura traccionada no tesa, in., Capítulo 18~~
- ~~d~~ = ~~profundidad efectiva de la sección, in., Capítulo 21~~
- ~~d~~ = ~~distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, in., Apéndice A~~
- d' = distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal comprimida, in., Capítulos 9, 18, Apéndices B, C
- d_b = diámetro nominal de una barra, alambre o cordón de pretensado, in., Capítulos 7, 10-12, 18, 21
- ~~d_b~~ = ~~diámetro de una barra, in., Capítulo 21~~
- d_o = diámetro exterior del anclaje o diámetro del vástago de un perno con cabeza, bulón con cabeza o bulón con gancho, in., ver también D.8.4, Apéndice D
- d'_o = valor con que se sustituye d_o cuando se utiliza un anclaje sobredimensionado, ver D.8.4, Apéndice D
- d_p = distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro ~~de la armadura tesa~~ del acero de pretensado, in., Capítulos 11, 18, Apéndice B
- ~~d_p~~ d_{pile} = diámetro del pilote en la base del cabezal, in., Capítulo 15
- ~~d_s~~ = ~~distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura traccionada, in., Capítulo 9, Apéndice B~~
- d_t = distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la capa más traccionada de acero longitudinal, in., Capítulos 9, 10, Apéndice C
- D = cargas permanentes, o las solicitaciones correspondientes, Capítulos 8, 9, 18, 20, 21, Apéndice C
- e = base de los logaritmos neperianos, Capítulo 18
- e_h = distancia entre la superficie interior del vástago de un bulón en J o en L y la

punta exterior de dicho bulón en J o en L, in., Apéndice D

- e'_N = ~~excentricidad del esfuerzo normal que actúa en un grupo de anclajes~~; distancia entre la carga de tracción resultante que actúa sobre un grupo de anclajes ~~traccionados~~ cargados en tracción y el baricentro del grupo de anclajes cargados en tracción, in.; e'_N es siempre positiva. ~~Ver Figura RD.5.2(b) y (c), Apéndice D~~
- e'_V = ~~excentricidad del esfuerzo de corte que actúa en un grupo de anclajes~~; distancia entre ~~el punto de aplicación del esfuerzo de corte~~ la carga de corte resultante que actúa sobre un grupo de anclajes cargados con corte en la misma dirección y el baricentro del grupo de anclajes ~~que resiste~~ cargados con corte en la misma dirección del corte aplicado, in., e'_V es siempre positiva, Apéndice D
- E = cargas sísmicas, o las solicitaciones correspondientes, Capítulos 9, 21, Apéndice C
- E_c = módulo de elasticidad del hormigón, psi, ver 8.5.1, Capítulos 8-10, 14, 19
- E_{cb} = módulo de elasticidad del hormigón de las vigas, psi, Capítulo 13
- E_{cs} = módulo de elasticidad del hormigón de las losas, psi, Capítulo 13
- EI = rigidez a flexión de un elemento comprimido. ~~Ver las Ecuaciones (10-12) y (10-13), in.²-lb, ver 10.12.3, Capítulo 10~~
- E_p = módulo de elasticidad del acero de pretensado, psi, ver 8.5.3, Capítulo 8
- E_s = módulo de elasticidad de la armadura y el acero estructural, psi, ver 8.5.2 y 8.5.3, Capítulos 8, 10, 14
- f'_c = resistencia a la compresión especificada del hormigón, psi, Capítulos 4, 5, 8-12, 14, ~~15, 18-22~~, 18, 19, 21, 22, Apéndices A-D
- $\sqrt{f'_c}$ = raíz cuadrada de la resistencia a la compresión especificada del hormigón, psi, Capítulos 8, 9, 11, 12, 18, 19, 21, 22, Apéndice D
- f_{eu} f_{ce} = resistencia efectiva a la compresión del hormigón en una biela o en una zona nodal, psi, Capítulo 15, Apéndice A
- f'_{ci} = resistencia a la compresión especificada del hormigón en el momento de aplicar el tesado inicial, psi, Capítulos 7, 18
- $\sqrt{f'_{ci}}$ = raíz cuadrada de la resistencia a la compresión especificada del hormigón en el momento de aplicar el tesado inicial, psi, Capítulo 18
- f'_{cr} = resistencia promedio a la compresión requerida del hormigón, utilizada como base para seleccionar la dosificación del hormigón, psi, Capítulo 5
- f_{ct} = resistencia promedio a la tracción por compresión diametral del hormigón ~~en~~ agregado liviano, psi, Capítulos 5, ~~8~~, 9, 11, 12, 22
- f_{et} = ~~resistencia a la tracción especificada del hormigón, psi, Apéndice D~~
- f_d = tensión debida a la carga permanente sin mayorar, en la fibra extrema de una sección en la cual la tensión de tracción es producida por cargas aplicadas externamente, psi, Capítulo 11

- f_{dc} = tensión de descompresión, tensión en el acero de pretensado cuando la tensión en el hormigón al mismo nivel que el baricentro ~~de los cables~~ del acero de pretensado es nula, psi, Capítulo 18
- f_{pc} = tensión de compresión en el hormigón (después que han ocurrido todas las pérdidas de pretensado) en el baricentro de la sección transversal que resiste las cargas aplicadas externamente o en la unión del alma y el ala cuando el baricentro está ubicado dentro del ala, psi. (En un elemento compuesto, f_{pc} es la tensión de compresión resultante en el baricentro de la sección compuesta, o en la unión del alma y el ala cuando el baricentro se encuentra dentro del ala, debida tanto al pretensado como a los momentos resistidos por el elemento prefabricado actuando individualmente.) Capítulo 11
- ~~f_{pe} = tensión de compresión promedio en el hormigón debida únicamente a la fuerza efectiva de pretensado (después que han ocurrido todas las pérdidas de pretensado), psi, Capítulo 18~~
- f_{pe} = tensión de compresión en el hormigón debida únicamente a las fuerzas efectivas de pretensado (después que han ocurrido todas las pérdidas de pretensado) en la fibra extrema de una sección en la cual la tensión de tracción se produce como resultado de las cargas aplicadas externamente, psi, Capítulo 11
- f_{ps} = tensión en ~~la armadura tesa~~ el acero de pretensado cuando la sollicitación alcanza el valor de la resistencia nominal a la flexión, ~~ksi~~, psi, Capítulos ~~11, 12,~~ 18
- f_{pu} = resistencia a la tracción especificada del acero de pretensado, psi, Capítulos 11, 18
- f_{py} = tensión de fluencia especificada del acero de pretensado, psi, Capítulo 18
- f_r = módulo de rotura del hormigón, psi, ver 9.5.2.3, Capítulos 9, 14, 18, Apéndices B, ~~D~~
- f_s = tensión en la armadura calculada para las cargas de servicio, ~~ksi~~ psi, Capítulos 10, 18
- f'_s = tensión en la armadura de compresión bajo cargas mayoradas, psi, Apéndice A
- f_{se} = tensión efectiva en ~~la armadura tesa~~ el acero de pretensado (después que han ocurrido todas las pérdidas de pretensado), psi, Capítulos 12, 18, Apéndice A
- ~~f_{se} = tensión efectiva en la armadura tesa (después que han ocurrido todas las pérdidas de pretensado), ksi, Capítulo 12~~
- ~~f_{se} = tensión efectiva después que han ocurrido las pérdidas en la armadura tesa, psi, Apéndice A~~
- f_t = tensión en la fibra traccionada extrema en la zona de tracción precomprimida calculada bajo cargas de servicio usando las propiedades de la sección bruta, psi, ver 18.3.3, Capítulo 18
- ~~f_t = tensión de tracción del hormigón calculada en una zona de un elemento, psi, Apéndice D~~

f_{ut} f_{uta}	= resistencia a la tracción especificada del acero de los anclajes, psi, Apéndice D
f_{ute}	= resistencia a la tracción especificada de la camisas de los anclajes, psi, Apéndice D
f_y	= tensión de fluencia especificada de la armadura, psi, Capítulos <u>3, 7, 9-12, 14, 17-19, 21</u> , Apéndices <u>A, B, C</u>
f_y	= tensión de fluencia especificada de la armadura no tesa, psi, Capítulos 3, 7-12, 14, 18, 19, Apéndices A, B
f_y f_{ya}	= tensión de fluencia especificada del acero de los anclajes, psi, Apéndice D
f_{yh}	= tensión de fluencia especificada de la armadura en forma de estribos circulares, estribos cerrados o zunchos, psi, Capítulo 11
f_{yh}	= tensión de fluencia especificada de la armadura transversal, psi, Capítulo 21
f_{yt}	= tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal de torsión, psi, Capítulo 11
f_{yt}	= tensión de fluencia especificada f_y de la armadura transversal, psi, Capítulos <u>10, 11, 12, 21</u>
f_{yv}	= tensión de fluencia especificada de la armadura de torsión transversal cerrada, psi, Capítulo 11
F	= cargas debidas al peso y presión de fluidos con densidades bien definidas y alturas máximas controlables, o las solicitaciones correspondientes, Capítulo 9, <u>Apéndice C</u>
F_n	= resistencia nominal de una biela, un tirante o una zona nodal, lb, Apéndice A
F_{nn}	= resistencia nominal de una <u>en la</u> cara de una zona nodal, lb, Apéndice A
F_{ns}	= resistencia nominal de una biela, lb, Apéndice A
F_{nt}	= resistencia nominal de un tirante, lb, Apéndice A
F_u	= esfuerzo mayorado que actúa en una biela, un tirante, un área de apoyo o una zona nodal en un modelo de bielas y tirantes, lb, Apéndice A
h	= espesor <u>o altura</u> total del elemento, in., Capítulos <u>9-12, 14, 17, 18, 20-22</u> , Apéndices <u>A, B, C</u>
h	= espesor de la cáscara o placa plegada, in., Capítulo 19
h	= altura del elemento, in., Apéndice A
h h_a	= espesor del elemento en el cual se incorpora <u>hay</u> un anclaje, medido paralelo al eje del anclaje, in., Apéndice D
h_c	= dimensión de la sección transversal del núcleo de una columna medida entre los centros de la armadura de confinamiento, in., Capítulo 21
h_{ef}	= profundidad efectiva de empotramiento <u>del anclaje</u> , in., ver D.8.5 y <u>Figura RD-1</u> , Apéndice D
h_t	= altura efectiva de un tirante, in., Apéndice A

h_v	= profundidad total de la sección transversal del conector de corte, in., Capítulo 11
h_w	= altura total de un tabique desde su base hasta su extremo superior, in., Capítulo 11
h_w	= altura de la totalidad del tabique <u>desde su base hasta su extremo superior</u> o altura del segmento de tabique considerado, in., Capítulos <u>11, 21</u>
h_x	= máxima separación horizontal <u>entre los centros</u> de los estribos transversales o las ramas de los estribos cerrados en todas las caras de la columna, in., Capítulo 21
H	= cargas debidas al peso y presión lateral del suelo, del agua en el suelo, u otros materiales, o las solicitaciones correspondientes, Capítulo 9, <u>Apéndice C</u>
I	= momento de inercia de la sección <u>con respecto al eje baricéntrico que resiste las cargas mayoradas aplicadas externamente</u> , in. ⁴ , Capítulos <u>10, 11</u>
I_b	= momento de inercia con respecto al eje baricéntrico de la sección bruta de una viga <u>con respecto al eje baricéntrico como se define en 13.2.4</u> , in. ⁴ , <u>ver 13.2.4</u> , Capítulo 13
I_{cr}	= momento de inercia de la sección fisurada transformada en hormigón, in. ⁴ , Capítulos 9, 14
I_e	= momento de inercia efectivo para el cálculo de las flechas, in. ⁴ , <u>ver 9.5.2.3</u> , Capítulos 9, 14
I_g	= momento de inercia de la sección bruta de hormigón con respecto al eje baricéntrico, despreciando la armadura, in. ⁴ , Capítulos 9, 10
I_s	= momento de inercia con respecto al eje baricéntrico de la sección bruta de una losa <u>con respecto al eje baricéntrico definido para calcular α_f y β_f</u> , in. ⁴ , Capítulo <u>13</u> = $h^3/12$ veces el ancho de losa definido en la simbología de α y β , Capítulo 13
I_{se}	= momento de inercia de la armadura con respecto del eje baricéntrico de la sección transversal del elemento, in. ⁴ , Capítulo 10
I_t I_{sx}	= momento de inercia de un perfil o tubo de acero estructural con respecto al eje baricéntrico de la sección transversal de un elemento compuesto, in. ⁴ , Capítulo 10
k	= factor de longitud efectiva para elementos comprimidos, Capítulos <u>10, 14</u>
k	= factor de longitud efectiva, Capítulo 14
k k_c	= coeficiente para la resistencia básica al desprendimiento del hormigón solicitado a tracción, Apéndice D
k_{cp}	= coeficiente para la resistencia al arrancamiento del hormigón, Apéndice D
k	= coeficiente de fricción por desviación accidental por pie de cable de pretensado, Capítulo 18
k_t	= rigidez torsional de un elemento solicitado a torsión, momento por unidad de

rotación. Ver R13.7.5, Capítulo 13

- k_{tr} = índice de armadura transversal, ver 12.2.3, Capítulo 12
- $= \frac{A_{tr} f_{yt}}{1500sn}$ (la constante 1500 tiene la unidad lb/in.²), Capítulo 12
- ℓ = longitud de la luz de una viga o losa en una dirección, según se define en 8.7; proyección libre de un voladizo, in., ver 8.7, Capítulo 9
- ℓ = luz libre, in., Capítulo 16
- ℓ_a = longitud de empotramiento adicional en más allá del eje de un apoyo o en punto de inflexión, in., Capítulo 12
- ℓ_c = longitud de un elemento comprimido en un pórtico, medida entre los ejes de los nudos del pórtico, in., Capítulos 10, 14, 22
- ℓ_e = ~~distancia vertical entre apoyos, in., Capítulos 14, 22~~
- ℓ_d = longitud de anclaje en tracción de las barras conformadas y alambres conformados o cordones pretensados en tracción, in., Capítulos 7, 12, 19, 21
- ℓ_d = longitud de anclaje, in., Capítulos 7, 12
- ℓ_d = longitud de anclaje para una barra recta, in., Capítulo 21
- ℓ_d = longitud de anclaje, in., Capítulo 18
- ℓ_{dc} = longitud de anclaje de las barras conformadas y alambres conformados en compresión, in., Capítulo 12
- ℓ_{dh} = longitud de anclaje en tracción de las barras conformadas o alambres conformados con un gancho normal en tracción, medida desde la sección crítica hasta el extremo exterior del gancho (longitud embebida recta entre la sección crítica y el inicio del gancho [punto de tangencia] más el radio de doblado interno y un diámetro de barra), in., ver 12.5 y 21.5.4, Capítulos 12, 21
- ℓ_{dh} = longitud de anclaje para una barra con un gancho normal como se define en la Ecuación (21-6), in., Capítulo 21
- ℓ_e = longitud de apoyo de la carga del anclaje para corte, ~~que no debe ser mayor que $8d_e$~~ , in., ver D.6.2.2, Apéndice D
- = ~~h_e~~ para anclajes con rigidez constante en la totalidad de la longitud de la sección embebida, tales como los pernos con cabeza o los anclajes instalados en hormigón endurecido con una camisa tubular en la totalidad de la longitud embebida, Apéndice D
- = ~~$2d_e$~~ para los anclajes de expansión de torque controlado con camisa distanciadora separada de la camisa de expansión, Apéndice D
- ℓ_{hb} = longitud básica de anclaje de un gancho normal traccionado, in., Capítulo 12
- ℓ_n = longitud de la luz libre medida entre las caras de los apoyos en el sentido del lado mayor de las losas en dos direcciones, medida entre las caras de los apoyos en las losas sin vigas y entre las caras de las vigas u otros apoyos en

	= otros casos, in., Capítulos 8, 9, 11 8-11, 13, 16, 18, 21, Apéndice A
ℓ_R	= luz libre, in., Apéndice A
ℓ_R	= longitud de la luz libre en la dirección en que se determinan los momentos, medida entre las caras de los apoyos, in., Capítulo 13
ℓ_R	= longitud libre medida entre las caras de los apoyos, in., Capítulos 11, 21
ℓ_R	= luz libre para el momento positivo o corte y promedio de las luces libres adyacentes para momento negativo, Capítulo 8
ℓ_o	= mínima longitud, medida a partir de la cara del nudo y a lo largo del eje de un elemento estructural, en la cual se debe colocar armadura transversal <u>especial</u> , in., Capítulo 21
ℓ_x ℓ_{px}	= longitud del elemento de acero de pretensado <u>distancia</u> desde el extremo <u>del</u> elemento de acero de pretensado donde se encuentra el gato de tesado hasta <u>cualquier</u> el punto <u>X</u> <u>considerado</u> , ft, ver Ecuaciones (18-1) y (18-2) <u>ver 18.6.2</u> , Capítulo 18
ℓ_t	= luz del elemento sometido al ensayo de carga, in. (se toma como la luz menor en los sistemas de losas en dos direcciones) , <u>in.</u> , La luz se define como el menor valor entre: (a) la distancia entre los ejes de los apoyos, y (b) la distancia libre entre los apoyos más el espesor h del elemento. En la Ecuación (20-1) , La luz de un voladizo se debe tomar como el doble de la distancia entre <u>la cara del</u> apoyo y el extremo del voladizo, Capítulo 20
ℓ_u	= longitud sin apoyo lateral de un elemento comprimido, in., <u>ver 10.11.3.1</u> , Capítulos 10, 21
ℓ_v	= longitud del brazo del conector de corte medida desde el baricentro de la carga concentrada o reacción, in., Capítulo 11
ℓ_w	= longitud horizontal del tabique, in., Capítulos 11, 14
ℓ_w	= longitud de la totalidad de un tabique o <u>longitud del</u> segmento de tabique considerado en la dirección del esfuerzo de corte, in., Capítulos <u>11, 14, 21</u>
ℓ_1	= longitud de la luz en la dirección que se determinan los momentos, medida entre los centros de los apoyos, in., Capítulo 13
ℓ_2	= longitud de la luz <u>en la dirección perpendicular</u> transversal a ℓ_1 , medida entre los centros de los apoyos, <u>in.</u> , ver también 13.6.2.3 y 13.6.2.4, in. , Capítulo 13
L	= sobrecargas, o las solicitaciones correspondientes, Capítulos 8, 9, 18, 20, 21 , <u>Apéndice C</u>
L_r	= sobrecarga en la cubierta, o las solicitaciones correspondientes, Capítulo 9
M	= máximo momento sin mayorar debido a las cargas de servicio, incluyendo los efectos $P\Delta$, in.-lb, Capítulo 14
M_a	= máximo momento <u>sin mayorar</u> en un elemento para la etapa en que se calcula su flecha, in.-lb, Capítulos 9, 14

M_c	= momento mayorado <u>amplificado por los efectos de la curvatura del elemento a ser utilizado para el diseño de un elemento comprimido</u> , in.-lb, <u>ver 10.12.3</u> , Capítulo 10
M_{cr}	= momento de fisuración, in.-lb, ver 9.5.2.3, Capítulos 9, 14
M_{cr} M_{cre}	= momento que produce fisuración por flexión en la sección debido a las cargas aplicadas externamente, <u>in.-lb</u> , Capítulo 11
M_m	= momento modificado <u>mayorado modificado para tomar en cuenta el efecto de la compresión axial</u> , in.-lb, <u>ver 11.3.2.2</u> , Capítulo 11
M_{max}	= máximo momento mayorado en la sección debido a las cargas aplicadas externamente, in.-lb, Capítulo 11
M_n	= resistencia nominal al momento <u>a la flexión</u> en una sección, in.-lb, Capítulos <u>11, 12, 14, 18, 21, 22</u>
M_R	= resistencia nominal al momento en la sección , in.-lb = $A_s f_y (d - a/2)$, Capítulo 12
M_g M_{nb}	= momento en la cara del nudo, correspondiente a la resistencia nominal a la flexión de la viga incluyendo la losa si está traccionada, que concurre a dicho <u>al</u> nudo, in.-lb, ver 21.4.2.2, Capítulo 21
M_e M_{nc}	= momento en la cara del nudo, correspondiente a la resistencia nominal a la flexión de la columna que concurre a dicho <u>al</u> nudo, calculado para el esfuerzo axial mayorado, consistente con la dirección de los esfuerzos laterales considerados, que produce la menor resistencia a la flexión, in.-lb, ver 21.4.2.2, Capítulo 21
M_o	= momento isostático total mayorado, in.-lb, Capítulo 13
M_p	= momento plástico resistente requerido en la sección transversal del conector de corte, in.-lb, Capítulo 11
M_{pr}	= resistencia a la flexión probable de los elementos, con o sin carga axial, determinada usando las propiedades del elemento en las caras del nudo asumiendo una resistencia <u>tensión</u> de tracción en las barras longitudinales de al menos $1.25f_y$ y un factor de reducción de la resistencia ϕ igual a 1,0; in.-lb, Capítulo 21
M_s	= momento <u>mayorado</u> debido a las cargas que producen un desplazamiento horizontal apreciable, in.-lb, Capítulo 10
M_{sa}	= máximo momento aplicado, sin mayorar, debido a las cargas de servicio, sin incluir los efectos $P\Delta$, in.-lb, Capítulo 14
M_s M_{slab}	= fracción del momento <u>mayorado</u> de la losa equilibrado por el momento de apoyo, in.-lb, Capítulo 21
M_u	= momento mayorado en la sección, in.-lb, Capítulos 10, 11, 13, <u>14</u> , 21, 22
M_u	= momento mayorado en la sección incluyendo los efectos $P\Delta$, in.-lb, Capítulo 14

M_{ua}	= momento en una sección ubicada en la mitad de la altura del tabique debido a las cargas horizontales y verticales excéntricas mayoradas, in.-lb, Capítulo 14
M_v	= resistencia al momento con que contribuye la armadura del conector de corte, in.-lb, Capítulo 11
M_1	= el menor momento mayorado en uno de los extremos de un elemento comprimido, <u>que se debe adoptar como</u> positivo si el elemento presenta curvatura simple y negativo si tiene doble curvatura, in.-lb, Capítulo 10
M_{1ns}	= momento mayorado en un elemento comprimido, en el extremo en el cual actúa M_1 , debido a cargas que no provocan un desplazamiento lateral apreciable, calculado mediante un análisis elástico de primer orden, in.-lb, Capítulo 10
M_{1s}	= momento mayorado en un elemento comprimido, en el extremo en el cual actúa M_1 , debido a cargas que provocan un desplazamiento lateral apreciable, calculado mediante un análisis elástico de primer orden, in.-lb, Capítulo 10
M_2	= el mayor momento mayorado en uno de los extremos de un elemento comprimido, siempre positivo, in.-lb, Capítulo 10
$M_{2,min}$	= valor mínimo de M_2 , in.-lb, Capítulo 10
M_{2ns}	= momento mayorado en un elemento comprimido, en el extremo en el cual actúa M_2 , debido a cargas que no provocan un desplazamiento lateral apreciable, calculado mediante un análisis elástico de primer orden, in.-lb, Capítulo 10
M_{2s}	= momento mayorado en un elemento comprimido, en el extremo en el cual actúa M_2 , debido a cargas que provocan un desplazamiento lateral apreciable, calculado mediante un análisis elástico de primer orden, <u>in.-lb, Capítulo 10</u>
n	= número de <u>unidades, tales como ensayos de resistencia, barras, \emptyset alambres, dispositivos de anclaje monocordones, anclajes o brazos de conectores de corte que se empalman o anclan a lo largo del plano de hendimiento</u> , Capítulos <u>5, 11, 12, 18, Apéndice D</u>
n	= número de dispositivos de anclaje monocordones en un grupo, Capítulo 18
n	= número de anclajes en un grupo, Apéndice D
n	= relación entre los módulos de elasticidad, mayor o igual que 6 = E_s/E_c , Capítulo 14
N_b	= resistencia básica al desprendimiento del hormigón por tracción de un único anclaje en hormigón fisurado, según se define en D.5.2.2, lb, ver D.5.2.2, Apéndice D
N_c	= esfuerzo de tracción en el hormigón debido a la carga permanente más la sobrecarga sin mayorar ($D+L$), lb, Capítulo 18
N_{cb}	= resistencia nominal al desprendimiento del hormigón por tracción de un único anclaje, según se define en D.5.2.1, lb, ver D.5.2.1, Apéndice D
N_{cbg}	= resistencia nominal al desprendimiento del hormigón por tracción de un grupo de anclajes, según se define en D.5.2.1, lb, ver D.5.2.1, Apéndice D

- N_n = resistencia nominal a la tracción, lb, Apéndice D
- N_p = resistencia al arrancamiento por tracción de un único anclaje en hormigón fisurado, ~~según se define en D.5.3.4 o D.5.3.5~~, lb, ver D.5.3.4 y D.5.3.5, Apéndice D
- N_{pn} = resistencia nominal al arrancamiento por tracción de un único anclaje, ~~según se define en D.5.3.1~~, lb, ver D.5.3.1, Apéndice D
- N_s N_{sa} = resistencia nominal de un único anclaje o grupo de anclajes en tracción, controlada por la resistencia del acero, ~~según se define en D.5.1.1 o D.5.1.2~~, lb, ver D.5.1.1 y D.5.1.2, Apéndice D
- N_{sb} = resistencia al descascaramiento del recubrimiento lateral de un único anclaje, lb, Apéndice D
- N_{sbg} = resistencia al descascaramiento del recubrimiento lateral de un grupo de anclajes, lb, Apéndice D
- N_u = ~~carga~~ esfuerzo axial mayorado normal a la sección transversal que ocurre simultáneamente con V_u o T_u ; se debe considerar positivo para compresión y negativo para tracción, lb, Capítulo 11
- N_{tr} N_{ua} = ~~carga~~ esfuerzo de tracción mayorado aplicado a un anclaje o grupo de anclajes, lb, Apéndice D
- N_{uc} = esfuerzo de tracción horizontal mayorado aplicado en la parte superior de una ménsula o cartela que actúa simultáneamente con V_u ; se debe considerar positivo para tracción, lb, Capítulo 11
- p_{cp} = perímetro exterior de la sección transversal de hormigón, in., ver 11.6.1, Capítulo 11
- p_h = perímetro del eje de la armadura de torsión transversal ubicada en la posición más externa, in., Capítulo 11
- P_b = ~~resistencia nominal a la carga axial~~ resistencia axial nominal en la condición de deformación balanceada, lb, ver 10.3.2, Capítulos 9, 10, Apéndices B, C
- P_c = carga crítica de pandeo, lb, ver ~~Ecuación (10-10)~~ 10.12.3, Capítulo 10
- P_n = resistencia axial nominal de la sección transversal ~~solicitada a compresión~~, lb, Capítulos 9, 10, 14, 22, Apéndices B, C
- P_n = ~~resistencia nominal a la carga axial para una excentricidad dada~~, lb, Capítulos 9, 10, Apéndice B
- $P_{n,max}$ = máximo valor de P_n admisible, lb, ver 10.3.6, Capítulo 10
- P_{nw} = ~~resistencia nominal a la carga axial de un tabique diseñado de acuerdo con 22.6.5~~, lb, Capítulo 22
- P_{nw} = ~~resistencia nominal a la carga axial de un tabique diseñado de acuerdo con 14.4~~, lb, Capítulo 14
- P_o = resistencia ~~a la carga~~ axial nominal para excentricidad nula, lb, Capítulo 10
- P_s P_{pi} = fuerza de pretensado en el extremo del gato de tesado, lb, Capítulo 18

P_{su}	P_{pu}	= fuerza de pretensado en el dispositivo de anclaje, lb, Capítulo 18
P_*	P_{px}	= fuerza de pretensado en cualquier punto <u>evaluada a una distancia ℓ_{px} del extremo del gato de tesado</u> , lb, Capítulo 18
P_s		= carga axial sin mayorar en la sección de diseño (en la mitad de la altura) incluyendo los efectos del peso propio, lb, Capítulo 14
P_u		= <u>carga esfuerzo axial mayorado; se debe considerar positivo para compresión y negativo para tracción para una excentricidad dada, $\leq \phi P_n$</u> , lb, Capítulos 10, 14, 21, 22
P_u		= carga axial mayorada , lb, Capítulo 14
q_{Du}		= <u>carga permanente mayorada por unidad de área</u> , Capítulo 13
q_{Lu}		= <u>sobrecarga mayorada por unidad de área</u> , Capítulo 13
q_u		= <u>carga mayorada por unidad de área</u> , Capítulo 13
Q		= índice e estabilidad de un piso, ver 10.11.4, Capítulo 10
r		= radio de giro de la sección transversal de un elemento comprimido, in., Capítulo 10
R		= carga de lluvia, o las solicitaciones correspondientes, Capítulo 9
s		= <u>separación entre centros de los elementos, tales como armadura longitudinal, armadura transversal, cables de pretensado, alambres o anclajes, separación de la armadura transversal de corte o de torsión en la dirección paralela a la armadura longitudinal</u> , in., Capítulos 11 10-12, 17-18, 21, Apéndice D
s		= <u>máxima separación entre los centros de la armadura transversal ubicada dentro de la longitud ℓ_o</u> , in., Capítulo 12
s		= <u>separación entre los centros de la armadura traccionada por flexión más próxima a la cara más traccionada</u> , in. (cuando haya una sola barra o alambre más próximo a la cara más traccionada, s será el ancho de la cara más traccionada), Capítulo 10
s		= <u>separación de la armadura transversal medida a lo largo del eje longitudinal del elemento estructural</u> , in., Capítulo 21
s		= <u>separación de los estribos medida a lo largo del eje longitudinal del elemento</u> , in., Capítulo 17
s		= <u>separación entre los centros del acero traccionado por flexión próximo a la cara más traccionada</u> , in. Cuando haya una sola barra o cable de pretensado próximo a la cara más traccionada, s será el ancho de la cara más traccionada, Capítulo 18
s		= <u>separación entre los centros de los anclajes</u> , in., Apéndice D
s_i		= <u>separación entre los centros de la armadura en la capa i adyacente a la superficie del elemento</u> , in., Apéndice A
s_o		= <u>máxima separación entre los centros de la armadura transversal dentro de la longitud ℓ_o</u> , in., Capítulo 21

s_o	= separación de los anclajes externos a lo largo del borde de un grupo, in., Apéndice D
s $\underline{s_s}$	= desviación estándar <u>de la muestra</u> , psi, Capítulo 5, <u>Apéndice D</u>
s_{sk}	= separación de la armadura en las caras laterales, in., Capítulo 10
s_w	= separación entre los alambres que se deben empalmar o anclar, in., Capítulo 12
s_x	= separación longitudinal de la armadura transversal dentro de la longitud ℓ_o, in., Capítulo 21
s_1	= separación de la armadura vertical en un tabique, in. Capítulo 11
s_2	= separación <u>entre los centros</u> de la armadura <u>longitudinal</u> de corte o torsión en la dirección perpendicular a la armadura longitudinal o separación de la armadura horizontal en un tabique, in., Capítulo 11
s	= carga de nieve, o las solicitaciones correspondientes, Capítulos 9, 21
s_e	= momento, corte o esfuerzo axial en una conexión correspondiente al desarrollo de la resistencia probable en las ubicaciones de fluencia pretendidas, en base a los mecanismos determinantes de deformación lateral inelástica, considerando los efectos tanto de las cargas gravitatorias como los de las cargas sísmicas, Capítulo 21
s $\underline{s_m}$	= módulo resistente elástico de la sección, in.³, Capítulo 22
s_n	= resistencia nominal a flexión, corte o esfuerzo axial de la conexión, Capítulo 21
s_y	= tensión de fluencia de la conexión, en base a f_y , para momento, corte o esfuerzo axial, Capítulo 21
t	= espesor de la pared de una sección hueca, in., Capítulo 11
\bar{t}	= espesor de la placa o arandela, in., Apéndice D
T	= efecto acumulativo resultante de las variaciones de temperatura, la fluencia lenta, la contracción, los asentamientos diferenciales y el hormigón compensador de la retracción, Capítulo 9, <u>Apéndice C</u>
T_n	= resistencia nominal al momento torsor, in.-lb, Capítulo 11
T_u	= momento torsor mayorado en la sección, in.-lb, Capítulo 11
U	= resistencia requerida para resistir las cargas mayoradas o las solicitaciones correspondientes, Capítulo 9, <u>Apéndice C</u>
v_n	= tensión de corte nominal, psi, ver 11.12.6.2, Capítulos 11, 21
V_b	= resistencia básica al desprendimiento del hormigón por corte de un único anclaje en hormigón fisurado, según se define en D.6.2.2 o D.6.2.3, lb, <u>ver</u> <u>D.6.2.2 y D.6.2.3,</u> Apéndice D
V_c	= resistencia nominal al corte proporcionada por el hormigón, lb, ver 11.12.2.1, Capítulos 8, 11, 13, 21
V_{cb}	= resistencia nominal al desprendimiento del hormigón por corte de un único

anclaje, ~~según se define en D.6.2.1~~, lb, ver D.6.2.1, Apéndice D

- V_{cbg} = resistencia nominal al desprendimiento del hormigón por corte de un grupo de anclajes, ~~según se define en D.6.2.1~~, lb, ver D.6.2.1, Apéndice D
- V_{ci} = resistencia nominal al corte proporcionada por el hormigón cuando se produce fisuración diagonal como resultado de la combinación de corte y momento, lb, Capítulo 11
- V_{cp} = resistencia nominal al arrancamiento de un único anclaje, ~~según se define en D.6.3~~, lb, ver D.6.3, Apéndice D
- V_{cpq} = resistencia nominal al arrancamiento de un grupo de anclajes, lb, ver D.6.3, apéndice D
- V_{cw} = resistencia nominal al corte proporcionada por el hormigón cuando se produce fisuración diagonal como resultado de tensiones principales de tracción ~~excesivas~~ elevadas en el alma, lb, Capítulo 11
- V_d = esfuerzo de corte en la sección debido a las cargas permanentes sin mayorar, lb, Capítulo 11
- V_e = esfuerzo de corte de diseño correspondiente al desarrollo del momento resistente probable del elemento ~~determinada mediante 21.3.4.1 o 21.4.5.1~~, lb, ver 21.3.4.1 y 21.4.5.1, Capítulo 21
- V_i = esfuerzo de corte mayorado en la sección debido a las cargas aplicadas externamente que ocurren simultáneamente con M_{max} , lb, Capítulo 11
- V_n = resistencia nominal al corte, lb, Capítulos 8, 10, 11, 21, 22, Apéndices ~~C, D~~
- ~~V_n = resistencia nominal al corte en la sección, lb, Capítulo 22~~
- V_{nh} = resistencia nominal al corte horizontal, lb, Capítulo 17
- V_p = componente vertical de la fuerza efectiva de pretensado en la sección, lb, Capítulo 11
- V_s = resistencia nominal al corte proporcionada por la armadura de corte, lb, Capítulo 11
- ~~V_s~~ V_{sa} = resistencia nominal al corte de un único anclaje o grupo de anclajes controlada por la resistencia del acero, ~~según se define en D.6.1.1 o D.6.1.2~~, lb, ver D.6.1.1 o D.6.1.2, Apéndice D
- V_u = esfuerzo de corte mayorado en la sección, lb, Capítulos 11-13, 17, 21, 22
- ~~V_u~~ V_{ua} = carga esfuerzo de corte mayorado aplicado a un único anclaje o grupo de anclajes, lb, Apéndice D
- ~~V_u~~ V_{us} = esfuerzo de corte horizontal mayorado en un piso, lb, Capítulo 10
- W_c = peso unitario del hormigón, lb/ft³, Capítulos 8, 9
- ~~W_d = carga permanente mayorada por unidad de área, Capítulo 13~~
- ~~W_ℓ = sobrecarga mayorada por unidad de área, Capítulo 13~~

- w_u = carga mayorada por unidad de longitud de una viga o ~~por unidad de área de una losa~~ en una dirección, Capítulo 8
- ~~w_u~~ = ~~carga mayorada por unidad de área~~, Capítulo 13
- W = carga de viento, o las solicitaciones correspondientes, Capítulo 9, Apéndice C
- x = menor dimensión total de la parte rectangular de la sección transversal, in., Capítulo 13
- y = mayor dimensión total de la parte rectangular de la sección transversal, in., Capítulo 13
- y_t = distancia desde el eje baricéntrico de la sección transversal bruta, sin considerar la armadura, hasta la ~~fibra extrema traccionada~~ cara traccionada, Capítulos 9, 11
- α = ~~ángulo entre los estribos inclinados y el eje longitudinal del elemento~~, Capítulo 11 ángulo que define la orientación de la armadura, Capítulos 11, 21, Apéndice A
- ~~α~~ = ~~factor relativo a la ubicación de la armadura~~, ver 12.2.4, Capítulo 12
- ~~α~~ = ~~ángulo entre la armadura diagonal y el eje longitudinal de una viga de acoplamiento con armadura diagonal~~, Capítulo 21
- α_c = coeficiente que define la contribución relativa de la resistencia del hormigón a la resistencia nominal al corte del tabique, ver ~~Ecuación (21-7)~~ 21.7.5.1, Capítulo 21
- ~~α~~ α_f = relación entre la rigidez a flexión de la sección de la viga y la rigidez a flexión de una franja de losa cuyo ancho está limitado lateralmente por los ejes centrales de los paneles de losa adyacentes (si los hay) a cada lado de la viga, ver 13.6.1.6, Capítulos 9, 13
- =
$$\frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s}$$
- ~~α_m~~ α_{fm} = valor promedio de ~~α~~ α_f para todas las vigas de borde de un panel de losa, Capítulo 9
- ~~α_1~~ α_{f1} = ~~α~~ α_f en la dirección de ℓ_1 , Capítulo 13
- ~~α_2~~ α_{f2} = ~~α~~ α_f en la dirección de ℓ_2 , Capítulo 13
- ~~α_f~~ = ~~ángulo entre la armadura de corte por fricción y el plano de corte~~, Capítulo 11
- α_i = ángulo entre el eje de una biela y las barras de la capa i de armadura que atraviesa dicha biela, Apéndice A
- ~~α~~ α_{px} = variación angular total del trazado del cable de pretensado, ~~en radianes~~, desde el extremo del gato de tesado hasta ~~cualquier punto de abscisa~~ el punto considerado, radianes, Capítulo 18
- α_s = constante que se utiliza para calcular V_c en losas y zapatas, Capítulo 11
- α_v = relación entre la rigidez a flexión del brazo del conector de corte y la de la

sección de losa compuesta que lo rodea, ver 11.12.4.5, Capítulo 11

- β = relación entre una dimensión mayor y una dimensión menor: relación entre la luz libre mayor y la luz libre menor de las losas en dos direcciones, ver 9.5.3.3 y 22.5.4; relación entre el lado mayor y el lado menor de una columna, del área en que actúa una carga concentrada o del área en que actúa la reacción, ver 11.12.2.1; o relación entre el lado mayor y el lado menor de una zapata, ver 15.4.4.2, Capítulos 9, 11, 15, 22
- β = ~~factor relativo al revestimiento, ver 12.2.4, Capítulo 12~~
- β = ~~relación entre el lado mayor y el lado menor de una zapata, Capítulo 15~~
- β_b = relación entre el área de la armadura interrumpida en una sección y el área total de la armadura traccionada de la sección, Capítulo 12
- β_e = ~~relación entre el lado mayor y el lado menor del área en que actúa una carga concentrada o reacción, Capítulo 11, 22~~
- β_d = ~~(a) para pórticos indesplazables, β_d es la relación entre la máxima carga axial mayorada sostenida o de larga duración y la máxima carga axial mayorada asociada con la misma combinación de cargas; (b) para pórticos desplazables, a excepción de lo indicado en el punto (c) de la presente definición, β_d es la relación entre el máximo corte mayorado sostenido o de larga duración que actúa en un piso y el máximo corte mayorado en dicho piso; y (c) para la verificación de la estabilidad de pórticos desplazables realizada de acuerdo con 10.13.6, β_d es la relación entre la máxima carga axial mayorada sostenida o de larga duración y la máxima carga axial mayorada, Capítulo 10 relación utilizada para calcular los momentos amplificados en las columnas debidos a las cargas sostenidas o de larga duración, ver 10.11.1 y 10.13.6, Capítulo 10~~
- β_n = factor que considera el efecto del anclaje de los tirantes sobre la resistencia efectiva a la compresión de una zona nodal, Apéndice A
- β_p = ~~constante factor~~ que se utiliza para calcular V_c en las losas pretensadas, Capítulo 11
- β_s = factor que considera el efecto de la armadura de fisuración y de confinamiento sobre la resistencia efectiva a la compresión del hormigón de un tirante, Apéndice A
- β_t = relación entre la rigidez a torsión de la sección de la viga de borde y la rigidez a flexión de una franja de losa cuyo ancho es igual a la longitud de la luz de la viga, medida entre los centros de los apoyos, ver 13.6.4.2, Capítulos 9, 13
- = $\frac{E_{cb}C}{2E_{cs}I_s}$
- β_1 = factor que relaciona la altura del bloque de tensiones de compresión rectangular equivalente con la profundidad del eje neutro, definido en ver 10.2.7.3, Capítulos 8, 10, 18, Apéndices A, B
- γ = ~~factor relativo al diámetro de la armadura. Ver 12.2.4, Capítulo 12~~
- γ = ~~fracción del factor que se utiliza para determinar el momento no balanceado~~

transmitido por flexión en las uniones losa-columna, ver 13.5.3.2, Capítulos 11, 13, 21

- γ_i = ~~ángulo entre el eje de una biela y las barras en la capa i de armadura que atraviesa dicha biela, Apéndice A~~
- γ_p = factor que depende del tipo de acero de pretensado, ver 18.7.2, Capítulo 18
 = 0,55 para f_{py}/f_{pu} mayor o igual que 0,80
 = 0,40 para f_{py}/f_{pu} mayor o igual que 0,85
 = 0,28 para f_{py}/f_{pu} mayor o igual que 0,90
- λ_s = factor que se utiliza para determinar la fracción de la armadura ubicada en la franja central de la zapata, ver 15.4.4.2, Capítulo 15
- γ_v = ~~fracción del~~ factor que se utiliza para determinar el momento no balanceado transmitido por excentricidad del corte en las uniones losa-columna, ver 11.12.6.1, Capítulos 11, 13
 = ~~1~~ $1 - \gamma_f$
- δ_{ns} = factor de amplificación de momentos para pórticos indesplazables, utilizado para reflejar los efectos de la curvatura entre los extremos del elemento comprimido, Capítulo 10
- δ_s = factor de amplificación de momentos para pórticos desplazables, utilizado para reflejar el desplazamiento lateral provocado por las cargas laterales y gravitatorias, Capítulo 10
- δ_u = desplazamiento de diseño, in., Capítulo 21
- Δf_p = aumento de la tensión en el acero de pretensado debido a las cargas mayoradas, psi, Apéndice A
- Δf_{ps} = tensión en el acero de pretensado bajo las cargas de servicio menos la tensión de descompresión, ~~ksi~~ psi, Capítulo 18
- Δ_o = desplazamiento horizontal relativo entre el extremo superior y el extremo inferior de un piso debido a ~~V_u~~ los esfuerzos horizontales calculado utilizando un análisis elástico de primer orden y valores de rigideces que satisfagan lo especificado en 10.11.1, in., Capítulo 10
- ~~$A_{r,max}$~~ Δ_r = ~~flecha residual medida~~ diferencia entre la flecha inicial y final (después de retirar las cargas) en un ensayo de carga o un ensayo de carga repetitiva, in., ver Ecuaciones (20-2) y (20-3), Capítulo 20
- Δ_s = flecha máxima en la mitad de la altura o en una ubicación próxima a la mitad de la altura debida a las cargas de servicio, in., Capítulo 14
- Δ_u = flecha a la mitad de la altura de un tabique debida a las cargas mayoradas, in., Capítulo 14
- ~~A_{max}~~ Δ_1 = flecha máxima medida durante el primer ensayo de carga, in., ver ~~Ecuación (20-1)~~ 20.5.2, Capítulo 20
- ~~A_{max}~~ Δ_2 = flecha máxima medida durante el segundo ensayo de carga con relación a la posición de la estructura al iniciarse el segundo ensayo de carga, in., ver

~~Ecuación (20-3)~~ 20.5.2, Capítulo 20

- ϵ_s = ~~deformación de la armadura longitudinal en una zona comprimida o en una biela armada longitudinalmente, Apéndice A~~
- ϵ_t = deformación específica neta de tracción en el acero más traccionado para la resistencia nominal, excluyendo las deformaciones debidas a la tensión efectiva de pretensado, la fluencia lenta, la contracción y las variaciones de temperatura, Capítulos 8-10, Apéndice C
- η = ~~número de brazos idénticos de un conector de corte, Capítulo 11~~
- θ = ángulo entre el eje de una biela, diagonal comprimida o campo de compresión y el cordón traccionado del elemento, Capítulo 11, Apéndice A
- θ = ~~ángulo de las diagonales comprimidas en la analogía del reticulado para torsión, Capítulo 11~~
- λ = ~~factor aplicable al hormigón de agregado liviano. Ver 12.2.4, Capítulo 12~~
- λ = factor de ~~corrección~~ modificación relacionado con el peso unitario del hormigón, ver 11.7.4.3, Capítulos 11, 12, 17, 18, 17-19, Apéndice A
- ~~λ~~ λ_d = ~~multiplicador para calcular la flecha adicional a largo plazo como se define en ver 9.5.2.5, Capítulo 9~~
- μ = coeficiente de fricción, ver 11.7.4.3, Capítulo 11
- ~~μ~~ μ_p = coeficiente de fricción por curvatura para postesado, Capítulo 18
- ξ = factor que depende del tiempo para las cargas sostenidas o de larga duración, ver 9.5.2.5, Capítulo 9
- ρ = cuantía de armadura traccionada no tesa; relación entre A_s y bd
= ~~A_s/bd~~ , Capítulos 8-11, 13, 18, 21, Apéndice B
- ρ = ~~cuantía de armadura traccionada~~
= ~~$A_s/(l_w d)$~~ , Capítulo 14
- ρ' = cuantía de armadura comprimida no tesa; relación entre A'_s y bd
= ~~A'_s/bd~~ , Capítulos 8, 9, 18, Apéndice B
- ρ' = ~~cuantía de armadura comprimida~~
= ~~$A'_s/(bd)$~~ , Capítulo 18
- ρ_b = cuantía de armadura (relación entre A_s y bd) que produce condiciones de deformación equilibrada, ver 10.3.2, Capítulos 8-10, 13, 14, Apéndice B
- ρ_g = ~~cuantía total de armadura de una columna referida al área de la sección transversal, Capítulo 21~~
- ~~ρ_v~~ ρ_v = cuantía de la armadura longitudinal distribuida perpendicular al plano de A_{cv} referida al área bruta de hormigón perpendicular a dicha armadura A_{cv} , Capítulos 11, 14, 21
- ρ_n = ~~cuantía de armadura vertical de corte referida al área bruta de hormigón de una sección horizontal, Capítulo 11~~

- ρ_n = ~~cuantía de armadura distribuida paralela al plano de A_{ev} referida al área bruta de hormigón perpendicular a dicha armadura, Capítulo 21~~
- ρ_p = cuantía de armadura pretensada; relación entre A_{ps} y bd_p
= ~~A_{ps} / bd_p~~ , Capítulo 18
- ρ_s = relación entre el volumen de armadura del zuncho y el volumen total del núcleo confinado por el zuncho (medido entre los bordes exteriores del zuncho) de un elemento comprimido zunchado, Capítulos 10, 21
- ρ_s = ~~relación entre el volumen de armadura del zuncho y el volumen del núcleo confinado por el zuncho (medido entre los bordes exteriores), Capítulo 21~~
- ρ_n, ρ_t = cuantía de armadura ~~horizontal de corte~~ transversal distribuida referida al área bruta de hormigón ~~de una sección vertical~~ perpendicular a dicha armadura, Capítulos 11, 14, 21
- ρ_v = relación entre el área de estribos y el área de la superficie de contacto, ver 17.5.3.3, Capítulo 17
= $A_v / b_v s$
- ρ_w = relación entre A_s y $b_w d$, $A_s / b_w d$, Capítulo 11
- ϕ = factor de reducción de la resistencia, ver 9.3, Capítulos 8-11, 13, 14, 17, 19, 21, 22 17-22, Apéndices A, B, C, D
- ϕ_K = ~~factor de reducción de la rigidez. Ver R10.12.3, Capítulo 10~~
- $\psi_{c,N}$ = factor que se utiliza para modificar la resistencia a la tracción de los anclajes y que depende de la presencia o ausencia de fisuras en el hormigón, ver D.5.2.6, Apéndice D
- $\psi_{c,P}$ = factor que se utiliza para modificar la resistencia al arrancamiento por tracción de los anclajes y que depende de la presencia o ausencia de fisuras en el hormigón, ver D.5.3.6, Apéndice D
- $\psi_{c,V}$ = factor que se utiliza para modificar la resistencia al corte de los anclajes y que depende de la presencia o ausencia de fisuras en el hormigón y de la presencia o ausencia de armadura suplementaria, ver D.6.2.7 para anclajes en corte, Apéndice D
- $\psi_{cp,N}$ = factor que se utiliza para modificar la resistencia a la tracción de los anclajes instalados en hormigón endurecido que se han de utilizar en hormigón no fisurado sin armadura suplementaria, ver D.5.2.7, Apéndice D
- ψ_e = factor que se utiliza para modificar la longitud de anclaje y que depende del revestimiento de las armaduras, ver 12.2.4, Capítulo 12
- $\psi_{ec,N}$ = factor que se utiliza para modificar la resistencia a la tracción de los anclajes y que depende de la excentricidad de las cargas aplicadas, ver D.5.2.4, Apéndice D
- $\psi_{ec,V}$ = factor que se utiliza para modificar la resistencia al corte de los anclajes y que depende de la excentricidad de las cargas aplicadas, ver D.6.2.5, Apéndice D
- $\psi_{ed,N}$ = factor que se utiliza para modificar la resistencia a la tracción de los anclajes y

que depende de la proximidad a los bordes del elemento de hormigón, ver D.5.2.5, Apéndice D

- $\lambda_{ed,V}$ = factor que se utiliza para modificar la resistencia al corte de los anclajes y que depende de la proximidad a los bordes del elemento de hormigón, ver D.6.2.6, Apéndice D
- λ_s = factor que se utiliza para modificar la longitud de anclaje y que depende del diámetro de la armadura, ver 12.2.4, Capítulo 12
- λ_t = factor que se utiliza para modificar la longitud de anclaje y que depende de la ubicación de la armadura, ver 12.2.4, Capítulo 12
- ψ_1 = factor de modificación para la resistencia a tracción que considera los grupos de anclajes cargados de manera excéntrica, según se define en D.5.2.4, Apéndice D
- ψ_2 = factor de modificación para la resistencia a tracción que considera las distancias a los bordes menores que $1,5h_{ef}$, según se define en D.5.2.5, Apéndice D
- ψ_3 = factor de modificación para la resistencia a tracción que considera la fisuración, según se define en D.5.2.6 y D.5.2.7, Apéndice D
- ψ_4 = factor de modificación para la resistencia al arrancamiento por tracción que considera la fisuración, según se define en D.5.3.1 y D.5.3.6, Apéndice D
- ψ_5 = factor de modificación para la resistencia al corte que considera los grupos de anclajes cargados de manera excéntrica, según se define en D.6.2.5, Apéndice D
- ψ_6 = factor de modificación para la resistencia al corte que considera las distancias a los bordes menores que $1,5b$, según se define en D.6.2.6, Apéndice D
- ψ_7 = factor de modificación para la resistencia al corte que considera la fisuración, según se define en D.6.2.7, Apéndice D
- ω = índice de armadura de tracción $\rho f_y / f_e$, ver 18.7.3, Capítulo 18, Apéndice B
- ω' = índice de armadura de compresión $\rho' f_y / f_e$, ver 18.7.3, Capítulo 18, Apéndice B
- ω_p = índice de acero de pretensado $\rho_p f_{ps} / f_e$, ver B.18.8.1, Capítulo 18 Apéndice B
- $\omega_w, \omega_{pw}, \omega'_w$ = índices de armadura para secciones con alas, calculados igual que ω, ω_p y ω' , excepto que b debe ser el ancho del alma y el área de armadura debe ser aquella que se necesite para desarrollar la sólo resistencia a la compresión del alma, Capítulo 18
- ω_{pw} = índice de acero de pretensado para secciones con alas, ver B.18.8.1, Apéndice B
- ω_w = índice de armadura de tracción para secciones con alas, ver B.18.8.1, Apéndice B
- ω'_w = índice de armadura de compresión para secciones con alas, ver B.18.8.1, Apéndice B

Motivo:

Proveer una definición única para cada término utilizado en el código; consolidar términos similares y eliminar términos innecesarios; eliminar los requisitos prescriptivos de la lista de simbología y trasladarlos al código; y eliminar las listas de simbología de cada capítulo y apéndice, incluyendo el Apéndice E, y trasladarlas al Capítulo 2.

R2.1

(Nota: En las ediciones anteriores del código el Apéndice E incluía un listado de la simbología utilizada. Para la edición 2005, la simbología se ha trasladado a una nueva sección R2.1. No hemos subrayado la totalidad del artículo nuevo, sino que en la sección R2.1 el subrayado y tachado indican cómo se ha revisado la simbología anteriormente incluida al final del Apéndice E en todo el comentario.)

Los términos que aparecen en esta lista se utilizan en el comentario, pero no en el código.

- a = ~~profundidad del bloque rectangular de tensiones, in., Apéndice A~~
- A_{se} = ~~El área efectiva de la sección transversal de un anclaje debería ser proporcionada por el fabricante de los anclajes de expansión con el área de la sección transversal reducida para el mecanismo de expansión, Apéndice D. Para los bulones roseados, ANSI/ASME B1.1^{D.1} define A_{se} como:~~
- $$A_{se} = \frac{\pi}{4} \left(d_o - \frac{0,9743}{n_t} \right)^2$$
- ~~donde n_t es el número de filetes de rosea por in.~~
- c'_{a1} = valor limitante de c_{a1} cuando los anclajes están ubicados a menos de $1,5h_{ef}$ de tres o más bordes (ver Figura RD.6.2.4)
- C = esfuerzo de compresión que actúa sobre una zona nodal, lb, Apéndice A
- e_N = excentricidad real de la fuerza normal en un dispositivo de fijación, in., Apéndice D
- f_{si} = tensión en la capa i de la armadura superficial, psi, Apéndice A
- h = ~~altura total de un elemento, in., Apéndice A~~
- h_a h_{anc} = dimensión del dispositivo de anclaje o grupo único de dispositivos poco separados en la dirección de estallido considerada, in., Capítulo 18
- h_{ef} = ~~en la Figura RD.1 del Apéndice D se ilustran profundidades efectivas de empotramiento para una variedad de tipos de anclajes~~
- h'_{ef} = valor limitante de h_{ef} cuando los anclajes están ubicados a menos de $1,5h_{ef}$ de tres o más bordes (ver Figura RD.5.2.3)
- K_{05} = coeficiente asociado con el percentil 5, Apéndice D
- K_t = rigidez torsional de un elemento sujeto a torsión; momento por unidad de rotación; ver R13.7.5, Capítulo 13

ℓ_a ℓ_{anc}	= longitud en la cual se debe anclar un tirante, in., Apéndice A
ℓ_b	= ancho del apoyo, in., Apéndice A
R	= reacción, lb, Apéndice A
T	= esfuerzo de tracción que actúa sobre una zona nodal, lb, Apéndice A
w_s	= ancho de una biela perpendicular al eje de la biela, in., Apéndice A
h_t w_t	= altura efectiva del hormigón que rodea a un tirante, utilizada para dimensionar una zona nodal, in., Apéndice A
$h_{t,max}$ $w_{t,max}$	= máxima altura efectiva del hormigón que rodea a un tirante, in., Apéndice A
Δf_p Δf_{pt}	= f_{ps} en la sección de máximo momento menos la tensión en el acero de pretensado debida al pretensado y los momentos flectores mayorados en la sección considerada, psi, ver R.11.6.3.10, Capítulo 11
ϕ_K	= <u>factor de reducción de la rigidez, ver R10.12.3, Capítulo 10</u>
Ω_o	= <u>factor de amplificación que toma en cuenta la sobrerresistencia del sistema resistente a los esfuerzos sísmicos, especificado en documentos tales como el NEHRP^{21.xx}, ASCE^{21.xx}, IBC^{21.xx} y UBC^{21.xx}, Capítulo 21</u>

Motivo:

Ver el motivo expuesto en 2.1.

2.2

~~2.1~~ 2.2 – Los siguientes términos...

Hormigón liviano estructural – Hormigón que contiene agregados livianos que satisface 3.3 y que tiene ~~un peso unitario seco en aire~~ una densidad de equilibrio como densidad según lo determinado mediante el "Método de Ensayo para Determinar ~~el Peso Unitario~~ la Densidad del Hormigón Liviano Estructural"...

Motivo:

Revisar la definición de hormigón liviano estructural de manera que se refiera a "densidad de equilibrio," según lo especificado en la norma ASTM C 567-00, y utilizar el título correcto de la C 567.

Armadura Conformada – Las barras conformadas, mallas de barras, alambres conformados, ~~malla~~ armadura soldada de alambres lisos, y las ~~malla~~ armadura soldada de alambres conformados de acuerdo con 3.5.3.

Estribo – Armadura utilizada para resistir tensiones de corte y torsión en un elemento estructural; típicamente consiste en barras, alambres o ~~mallas~~ armadura soldada de alambres (lisos o conformados) ya sea de una sola rama...

Armadura soldada de alambres – elementos de armadura consistentes en alambres lisos o conformados, de acuerdo con las normas A 82 o A 496, respectivamente, fabricados en forma de paneles de acuerdo con las normas ASTM A 185 o A 497, respectivamente.

Motivo:

Ver el motivo expuesto en el artículo correspondiente a Palabras Clave.

Ábaco – Proyección debajo de la losa cuyo espesor por debajo de la losa es como mínimo igual a un cuarto del espesor de la losa.

Motivo:

Las definiciones correspondientes a las dimensiones de un ábaco actualmente se encuentran en la sección 13.3 – Armadura de las Losas. Los usuarios del código tienen dificultad para encontrar estas definiciones. Se propone trasladar la definición principal de ábaco al Capítulo 2 e incluir requisitos dimensionales adicionales para el Capítulo 13 en un nuevo artículo 13.2.5.

Longitud de anclaje – Longitud de armadura embebida, incluyendo los cordones pretensados, requerida para desarrollar...

Longitud de transferencia – Longitud de cordón pretensado embebido requerida para transferir la tensión efectiva de pretensado al hormigón.

Motivo:

Aclarar el significado de los términos utilizados en el código.

Zona de tracción precomprimida – Parte de la sección transversal de un elemento pretensado en la cual, si no hubiera ningún esfuerzo de pretensado, bajo las cargas permanentes y sobrecargas sin mayorar, la tensión por flexión, calculada usando las propiedades de la sección bruta, sería de tracción.

R2.2

~~R2.1~~ R2.2 ...

Motivo:

Consistencia con la renumeración del código.

R.2.2 – Hormigón liviano estructural – En el año 2000, la ASTM C 567 adoptó la "densidad de equilibrio" como el parámetro para determinar el cumplimiento de los requisitos de densidad en servicio especificados. De acuerdo con la ASTM C 657, la densidad de equilibrio se puede determinar por medición o bien se puede aproximar por cálculo usando ya sea la densidad seca en horno medida o bien la densidad seca en horno calculada a partir de la dosificación de la mezcla. A menos que se especifique lo contrario, la ASTM C 567 requiere que la densidad de equilibrio se aproxime por cálculo.

Por definición del código...

Motivo:

Ver el motivo expuesto en 2.2, hormigón liviano estructural.

Armadura conformada – Armadura conformada es... ninguna otra barra o ~~mall~~a armadura soldada de alambres califica. Esta definición permite establecer de manera precisa las longitudes de anclaje. Las barras o alambres que no satisfacen los requisitos de conformado o las ~~mall~~as armaduras soldadas de alambres que no satisfacen los requisitos de separación...

Motivo:

Ver el motivo expuesto en el artículo correspondiente a Palabras Clave.

Dispositivos de anclaje básicos – ~~Son aquellos~~ dispositivos dimensionados de manera tal que pueden ser verificados analíticamente.

Motivo:

Consistencia con el resto de las definiciones.

CAPÍTULO 3

R3.5.1

Insertar un nuevo párrafo al comienzo de R3.5.1

R3.5.1 – Este código no se ocupa de la armadura de Polímero Reforzado con Fibras (FRP, según sus siglas en inglés). El Comité ACI 440 ha desarrollado lineamientos para el uso de armadura de FRP.^{3.xx,3.yy}

Agregar dos referencias nuevas, y renumerar las referencias restantes.

3.xx ACI Committee 440, "Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars (ACI 440.1R-03)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2003, pp. 42.

3.yy ACI Committee 440, "Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening of Concrete Structures (ACI 440.2R-02)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2002, pp. 45.

Motivo:

Especificar que el código no se ocupa de la armadura de polímero reforzado con fibras.

R3.5.2

Introducir cambios en el séptimo párrafo de R3.5.2

La soldadura de alambres con alambres, y de alambres o ~~mall~~as armaduras soldadas de alambres a las barras de armadura... en la fabricación de ~~mall~~as armaduras soldadas de alambres lisos y conformados son temas tratados por las normas ASTM A 185 y A 497, respectivamente, y no están comprendidos dentro del alcance de la presente.

Motivo:

Ver el motivo expuesto en el artículo correspondiente a Palabras Clave.

3.5.3.5

3.5.3.5 – Las ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres lisos ~~utilizadas para armar el hormigón~~ deberán satisfacer la norma "Specification for Steel Welded Wire Reinforcement ~~Fabrie~~, Plain, for Concrete Reinforcement" (ASTM A 185), excepto que para los alambres con ~~una tensión de fluencia especificada~~ f_y mayor que 60.000 psi, ~~la tensión de fluencia se deberá tomar como f_y , deberá ser~~ la tensión correspondiente a una deformación de 0,35 por ciento ~~si la tensión de fluencia especificada en el diseño es mayor que 60.000 psi~~. Las intersecciones soldadas no deberán estar separadas una distancia mayor que 12 in. en la dirección de la tensión calculada, excepto para las ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres utilizadas como estribos de acuerdo con 12.13.2.

Motivo:

Ver el motivo expuesto en el artículo correspondiente a Palabras Clave.

R3.5.3.5

R3.5.3.5 – Las ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres lisos se deberán fabricar de alambres que satisfagan...

Motivo:

Ver el motivo expuesto en el artículo correspondiente a Palabras Clave.

3.5.3.6

3.5.3.6 – Las ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres conformados ~~utilizadas para armar el hormigón~~ deberán satisfacer la norma "Specification for Steel Welded Wire Reinforcement ~~Fabrie~~, Deformed, for Concrete Reinforcement" (ASTM A 497), excepto que para los alambres con ~~una tensión de fluencia especificada~~ f_y mayor que 60.000 psi, ~~la tensión de fluencia se deberá tomar como f_y , deberá ser~~ la tensión correspondiente a una deformación de 0,35 por ciento ~~si la tensión de fluencia especificada en el diseño es mayor que 60.000 psi~~. Las intersecciones soldadas no deberán estar separadas una distancia mayor que 16 in. en la dirección de la tensión calculada, excepto para las ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres conformados utilizadas como estribos de acuerdo con 12.13.2.

Motivo:

Ver el motivo expuesto en el artículo correspondiente a Palabras Clave.

R3.5.3.6

R3.5.3.6 – Las ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres conformados se deberán fabricar de alambres que satisfagan...

Motivo:

Ver el motivo expuesto en el artículo correspondiente a Palabras Clave.

3.5.3.8

3.5.3.8 – Los alambres y ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres con revestimiento de resina epoxi deberán satisfacer los requisitos de... 3.5.3.4 y las ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres que han de ser revestidas con resina epoxi deberán satisfacer los requisitos de 3.5.3.5 o 3.5.3.6.

Motivo:

Ver el motivo expuesto en el artículo correspondiente a Palabras Clave.

3.8.1

En su reunión de Otoño de 2004, el Comité ACI 318 revisará las referencias a las normas ASTM y es posible que se incluyan algunas actualizaciones.

A 36/A 36M-~~00~~3a

A 53/A 53M-~~99b~~02

A 82 ~~97a~~02

A 184/A 184M-~~96~~01

A 185-~~97~~02 Specification for Steel Welded Wire Reinforcement ~~Fabric~~, Plain, for Concrete
Reinforcement

A 242/A 242M-~~00~~3a

A 307-~~97~~02

A 416/A 416M-~~99~~02

A 421/A 421M-~~98a~~02

A 496 ~~97a~~02

A 497/A 497M-~~99~~02

A 500 ~~99~~03

A 501 ~~99~~01

A 572/A 572M-~~00~~03a

A 588/A 588M-~~00~~03

A 615/A 615M-~~00~~03a

A 706/A 706M-~~00~~03

A 722/A 722M-~~98~~(2003)

A 775/A 775M-~~00~~01

A 884/A 884M-~~99~~02

A 934/A 934M-~~00~~03

A 996/A 996M-~~00~~03a

C 31/C 31M-~~98~~03a

C 33 ~~99a~~⁺02a

C 39/C 39M-~~99~~01

C 42/C 42M-~~99~~03

C 94/C 94M-~~00~~03 Specification ~~of~~ for Ready-Mixed Concrete

C 109/C 109M-~~99~~02 Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars
(Using 2-in. or {50-mm}-Cube Specimens)

C ~~144-99~~03

C 150-~~99a~~02a

C 172-99 Practice for Sampling Freshly-Mixed Concrete

C 192/C192M-~~98~~02

C 260-~~00~~01

C 330-99 03
 C 494/C494M-99a 99a^{ε1}
 C 567-99a 00 Test Method for Determining Density of Structural Lightweight Concrete
 C 595-00 03
 C 618-99 03 Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use as a
 Mineral Admixture in Concrete
 C 685/C685M-98a 01
 C 1157-00 02
 C 1240-00^{ε†} 03a

Nota: Mantener la oración en la columna de texto derecha de la Página 36 de ACI 318-02 – la columna correspondiente al texto del comentario – adyacente a A 996/ A 996M-00 (ahora A 996/ A 996M-03), es decir, mantener lo siguiente:

"Las barras de acero relaminado (acero de riel) Tipo R se consideran un requisito obligatorio siempre que en el código se haga referencia a la norma ASTM A 996."

Motivo:

Actualizar las normas de referencia.

3.8.3

3.8.3 – ~~La Sección 2.3, Combinaciones de Cargas Mayoradas Utilizando el Diseño por Resistencia~~ Las Secciones 2.3.3, Combinaciones de Cargas Incluyendo Cargas de inundación, y 2.3.4, Combinaciones de Cargas Incluyendo Carga de Hielo Atmosférico, de la publicación "Minimum Design Loads for buildings and Other Structures (SEI/ASCE 7-9802) se declaran parte de este código según lo establecido en la presente, a los fines citados en 9.2.4.

Motivo:

Actualizar las normas de referencia.

3.8.5

3.8.5 – Los Artículos 9.21.7.2 y 9.21.7.3 de la División I y el Artículo 10.3.2.3 de la División II de la publicación AASHTO "Standard Specifications for Highway Bridges" (AASHTO 46^o 17^o Edición, 1996 2002) se declaran parte de este código según lo establecido en la presente, a los fines citados en 18.15.1.

Motivo:

Actualizar las normas de referencia.

R3.8.5

R3.8.5 – La 46^o 17^o Edición (1996) (2002) de la norma AASHTO "Standard Specification for Highway Bridges" se puede adquirir de AASHTO, 444 North Capitol Street, N.W., Suite 249, Washington, D.C., 20001.

Motivo:

Actualizar las normas de referencia.

3.8.6

3.8.6 – El documento "~~Evaluating the Performance of Post-Installed Mechanical Anchors in Concrete~~ Qualification of Post-Installed Mechanical Anchors in Concrete (ACI 355.2-04)" se declara parte de este código según lo establecido en la presente, a los fines citados en el Apéndice D.

Motivo:

Actualizar las normas de referencia.

R3.8.6

R3.8.6 – En forma paralela al desarrollo de los requisitos de ACI 318-02~~5~~ referentes al anclaje en hormigón, ACI 355 desarrolló un método de ensayo para definir el nivel de comportamiento requerido para los anclajes instalados en hormigón endurecido. Este método de ensayo, el ACI 355.2, contiene requisitos para el ensayo y la evaluación de los anclajes instalados en hormigón endurecido tanto para aplicaciones en hormigón fisurado como para aplicaciones en hormigón no fisurado.

3.8.7

3.8.7 – El documento "Structural Welding Code – Steel (AWS D1.1/~~D1.1M:2000~~2002)" de la American Welding Society se declara parte de este código según lo establecido en la presente.

Motivo:

Actualizar las normas de referencia.

CAPÍTULO 5

5.3.3.2

Si no hay un registro aceptable de resultados de ensayos en obra, estará permitido utilizar dosificaciones del hormigón establecidas a partir de pastones de prueba que satisfagan las siguientes restricciones:

- (a) ~~La combinación de~~ Los materiales deberán ser aquellos que se utilizarán en los trabajos propuestos;
- (b) Se deberán preparar pastones de prueba con las dosificaciones y consistencias requeridas para los trabajos propuestos utilizando al menos tres relaciones agua-material cementicio o contenidos de material cementicio diferentes que produzcan un rango de resistencias que abarquen ~~la resistencia promedio requerida~~ f'_{cr} ;

...

- (f) La máxima relación agua-material cementicio o el mínimo contenido de material cementicio... para el hormigón que se utilizará en los trabajos propuestos deberá ser aquél para el cual la curva demuestre que produce la resistencia promedio f'_{cr} requerida por 5.3.2, a menos que el Capítulo 4 requiera una menor relación agua-material cementicio o una mayor resistencia.

Motivo:

Aclarar la intención del ítem (a).

CAPÍTULO 6

6.4.4

6.4.4 – Las juntas de construcción de los pisos se deben ubicar dentro del tercio medio de las luces de las losas y vigas. ~~Las juntas en las vigas principales deberán estar desfasadas una distancia mínima igual a dos veces el ancho de las vigas secundarias que la intersecan.~~

Motivo:

Exceptuar a los elementos de hormigón pretensado de las limitaciones innecesarias de 6.4.4. La Sección 6.4.4 se ha dividido de modo que para el hormigón pretensado se pueda obviar 6.4.4 pero manteniendo 6.4.5.

6.4.5

Agregar un nuevo artículo 6.4.5, y renumerar los artículos 6.4.5 y 6.4.6 existentes como 6.4.6 y 6.4.7, respectivamente.

6.4.5 – Las juntas de construcción en las vigas principales deberán estar desfasadas una distancia mínima igual a dos veces el ancho de las vigas secundarias que la intersecan.

Motivo:

Ver el motivo expuesto en 6.4.4.

R6.4.5

Renumerar los artículos R6.4.5 y R6.4.6 existentes como R6.4.6 y R6.4.7, respectivamente.

Motivo:

Consistencia con la renumeración del código.

CAPÍTULO 7

7.2.3

7.2.3 – El diámetro del mandril de doblado para las ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres (lisos o conformados) utilizadas como estribos y estribos cerrados...

Motivo:

Ver el motivo expuesto en el artículo correspondiente a Palabras Clave.

R7.2.3

R7.2.3 – Las ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres lisos o conformados...

Motivo:

Ver el motivo expuesto en el artículo correspondiente a Palabras Clave.

7.5.3

7.5.3 – Las ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres (con alambres menores o iguales que W5 o D5)...

Motivo:

Ver el motivo expuesto en el artículo correspondiente a Palabras Clave.

R7.5.4

R7.5.4 – La soldadura "por puntos"... la fabricación de ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres.

Motivo:

Ver el motivo expuesto en el artículo correspondiente a Palabras Clave.

7.10.5.1

7.10.5.1 – Todas las barras no pretensadas... alambre conformado o ~~mallas~~ armaduras soldadas de área equivalente...

Motivo:

Ver el motivo expuesto en el artículo correspondiente a Palabras Clave.

7.11.1

7.11.1 – En las vigas, la armadura de compresión... o por una ~~mallas~~ armadura soldada de alambres de área equivalente...

Motivo:

Ver el motivo expuesto en el artículo correspondiente a Palabras Clave.

7.12.2.1

7.12.2.1 – El área de la armadura de contracción...

- (b) Losas donde se utilizan barras conformadas Grado 60
o ~~mallo~~ armadura soldada de alambres (lisos o conformados)..... 0,0018

Motivo:

Ver el motivo expuesto en el artículo correspondiente a Palabras Clave.

R7.12.2

R7.12.2 – Las cantidades especificadas tanto para barras conformadas como para ~~mallo~~ armaduras soldadas de alambres son empíricas, pero han sido utilizadas...

Motivo:

Ver el motivo expuesto en el artículo correspondiente a Palabras Clave.

CAPÍTULO 9

R9.1

R.9.1 – ... Las combinaciones de 1999 han sido reemplazadas por las combinaciones de SEI/ASCE 7-02 ~~ASCE 7-98~~.^{9.1}...

Actualizar la Referencia 9.1 a SEI/ASCE 7-02.

Motivo:

Ver el motivo expuesto en 3.8.1.

R9.2

Cambios en el sexto párrafo de R9.2

Si por alguna circunstancia especial para la resistencia de uno o más elementos en particular se requiere una mayor confiabilidad que la utilizada en la práctica habitual, para tales elementos puede resultar apropiado disminuir los factores de reducción de la resistencia ϕ estipulados o aumentar los factores de carga U estipulados.

Cambios en el séptimo párrafo de R9.2

La expresión para la carga de viento dada en SEI/ASCE 7-02 ~~ASCE 7-98~~^{9.1} y el IBC 2000^{9.2}...

Motivo:

Ver el motivo expuesto en 3.8.1.

9.2.4

9.2.4 – Para Si una estructura está ubicada en una zona inundable, o si está sujeta a esfuerzos provocados por cargas de hielo atmosférico, se deberán usar las cargas de inundación o hielo y las combinaciones de cargas correspondientes de SEI/ASCE 7.

Motivo:

Actualizar la referencia para las combinaciones de cargas no cubiertas por ACI 318.

R9.3.1

Cambios en el tercer párrafo de R9.3.1

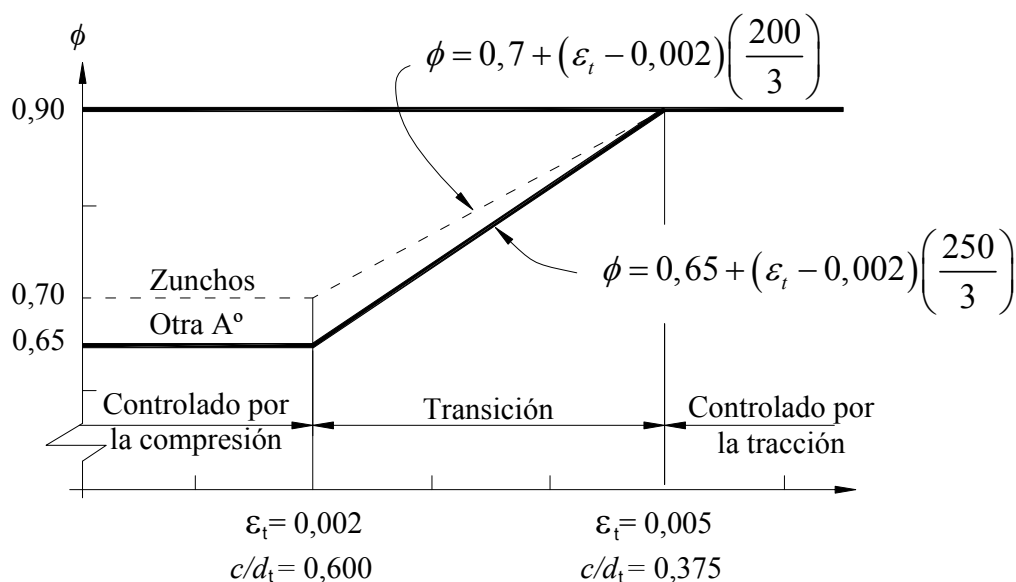
En la edición 2002 del código, se ajustaron los factores de reducción de la resistencia de modo de lograr compatibilidad con las combinaciones de carga de SEI/ASCE 7-02 ASCE 7-98.^{9.1}...

Motivo:

Ver el motivo expuesto en 3.8.1.

R9.3.2

Reemplazar la Figura R9.3.2 por la siguiente:



Interpolación en $\frac{c}{d_t}$:

$$\text{Zunchos: } \phi = 0,70 + 0,2 \left[\frac{1}{c/d_t} - \frac{5}{3} \right] \quad \text{Otras armaduras: } \phi = 0,65 + 0,25 \left[\frac{1}{c/d_t} - \frac{5}{3} \right]$$

Figura R9.3.2 – Variación de ϕ en función de la deformación neta por tracción en el acero más traccionado, ϵ_t , y c/d_t para la armadura de acero Grado 60 y para el acero de pretensado

Motivo:

En la edición 2002 del código se modificaron las expresiones indicadas en la Figura R9.3.2 para interpolar ϕ para valores de ε_t igual a 0,002 y 0,005 de manera de acomodar los nuevos factores ϕ . Algunos usuarios del código han observado que las expresiones no producen valores precisos. El cambio editorial propuesto modifica las expresiones para resolver esta imprecisión.

9.3.2.7

9.3.2.7 – Secciones solicitadas a flexión ~~sin carga axial~~ en elementos pretensados en los cuales la longitud embebida del cordón es menor que la longitud de anclaje de acuerdo con 12.9.1.1 0,75 desde el extremo del elemento hasta el extremo de la longitud de transferencia. Desde el extremo de la longitud de transferencia hasta el extremo de la longitud de anclaje, ϕ se podrá aumentar linealmente de 0,75 a 0,9. Cuando la adherencia de un cordón no se prolonga hasta el extremo del elemento, se asumirá que la longitud embebida comienza en el extremo de la longitud no adherente. Ver también 12.9.3.

Motivo:

Salvar una discontinuidad en la resistencia a flexión calculada para una viga pretensada a lo largo de toda su longitud.

R9.3.2.7**Agregar una oración al final del primer párrafo:**

Para las secciones comprendidas entre el extremo de la longitud de transferencia y el extremo de la longitud de anclaje, el valor de ϕ se puede determinar mediante interpolación lineal, como se ilustra en las Figuras R9.3.2.7 (a) y (b).

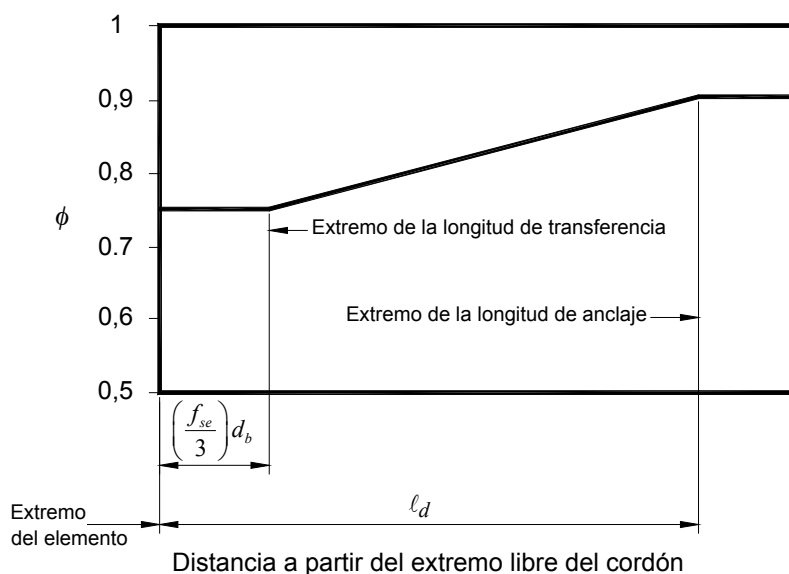


Figura R9.3.2.7(a) Variación de ϕ en función de la distancia a partir del extremo libre del cordón en elementos pretensados con cordones totalmente adherentes

Agregar un segundo párrafo a R9.3.2.7

Si la adherencia de uno o más cordones no se prolonga hasta el extremo del elemento, en lugar de un análisis más riguroso, de forma conservadora, ϕ se puede adoptar como 0,75 desde el extremo del elemento hasta el extremo de la longitud de transferencia del cordón que tenga la mayor longitud no adherente. Más allá de este punto, ϕ puede variar linealmente hasta llegar a 0,9 en la ubicación en la cual todos los cordones están anclados, como se ilustra en la Figura R9.3.2.7(b). Alternativamente, se puede ignorar la contribución de los cordones no adherentes hasta que éstos estén totalmente anclados. Se considera que la longitud embebida del cordón no adherente comienza en el punto donde terminan las camisas utilizadas para impedir la adherencia. Más allá de este punto son aplicables los requisitos de 12.9.3.

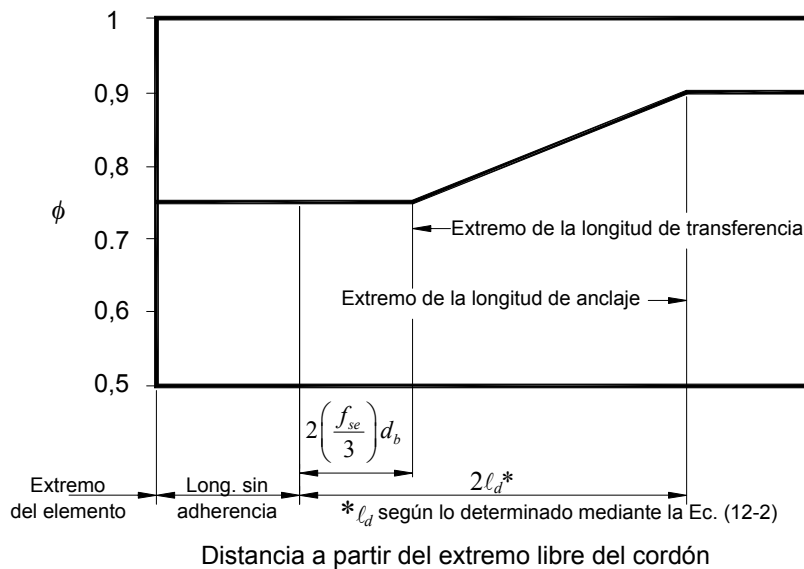


Figura R9.3.2.7(b) – Variación de ϕ en función de la distancia a partir del extremo libre del cordón en elementos pretensados con cordones no adherentes cuando se aplica 12.9.3

Motivo:

Ver el motivo expuesto en 9.3.2.7

9.4

9.4 – El diseño de una estructura se deberá basar en una tensión de fluencia de la armadura menor o igual que 80.000 psi. Los valores de f_y y f_{yt} utilizados para los cálculos de diseño deberán ser menores o iguales que 80.000 psi, excepto para el acero de pretensado y la armadura transversal en forma de zunchos indicada en 10.9.3.

Motivo:

La armadura de confinamiento suele crear congestión en las estructuras de hormigón armado. Las investigaciones demuestran que para confinamiento se pueden utilizar armaduras con una tensión de fluencia de 100.000 psi. Esto reducirá la congestión, con lo cual las estructuras serán más económicas y más seguras, ya que será más fácil compactar el hormigón.

9.5.3.2

- (a) Losas sin ábacos según se define en 13.2.5 13.3.7.1 y 13.3.7.2 5 in.
(b) Losas con ábaco según se define en 13.2.5 13.3.7.1 y 13.3.7.2 4 in.

Tabla 9.5(c): Cambiar la segunda nota para que diga: El término ábaco se define en 13.2.5 13.3.7.1 y 13.3.7.2.

Motivo:

Ver el motivo expuesto en 2.2 correspondiente a ábaco.

CAPÍTULO 10

10.3.5

10.3.5 – Para los elementos no pretensados solicitados a flexión y para los elementos no pretensados sujetos a una carga de compresión axial mayorada menor que $0,10f_cA_g$, ~~la deformación neta de tracción~~ ϵ_t para la resistencia nominal no debe ser menor que 0,004.

Motivo:

Aclaración de tipo editorial. Aclarar la intención del límite de $0,10f_cA_g$ establecido para la carga axial en el artículo 10.3.5. Lo importante es aclarar si el límite se refiere a una carga axial mayorada o a un valor de la resistencia axial del elemento.

R10.6.1

R10.6.1 – Muchas estructuras diseñadas... controlar la fisuración. ~~Con el fin de proteger a la armadura contra la corrosión y por razones estéticas~~ Por motivos de durabilidad y estética, son preferibles muchas fisuras muy finas antes que pocas fisuras anchas.

El control de la fisuración es... armadura con una tensión de fluencia de 60.000 psi.

Numerosas investigaciones realizadas en laboratorio^{10.12-10.14}... espesor del recubrimiento de hormigón y la separación de la armadura ~~el área de hormigón en la zona de máxima tracción alrededor de cada barra de armadura individual~~.

El ancho de las fisuras está inherentemente sujeto a... ~~El mejor control de la fisuración se obtiene cuando~~ El control de la fisuración mejora cuando...

Motivo:

Aclaración de tipo editorial.

10.6.4

10.6.4 – La separación s de la armadura más próxima a ~~una superficie en tracción~~ la cara traccionada, s , debe ser menor o igual que el valor obtenido mediante la siguiente expresión:

$$\underline{s = \frac{540}{f_s} - 2,5c_c} \quad s = 15 \left(\frac{40.000}{f_s} \right) - 2,5c_c \quad (10-4)$$

pero nunca mayor que ~~12(36/f_s)~~ 12(40.000/f_s), donde c_c es la menor distancia entre la superficie de la armadura o acero de pretensado y la cara traccionada. Cuando haya una sola barra o alambre más próximo a la cara más traccionada, el valor de s que se debe utilizar en la Ecuación (10-4) será el ancho de la cara más traccionada.

La tensión f_s ~~(en ksi)~~ de la armadura más próxima a la cara traccionada bajo cargas de servicio se deberá calcular como el momento no mayorado dividido por el producto entre el área de acero y el brazo de palanca interno. Se permite adoptar f_s como el 60 por ciento de la tensión de fluencia especificada 2/3 de f_y .

Motivo:

Aclaración de tipo editorial.

R10.6.4

R10.6.4 – En la edición 2005 se actualizó esta sección para reflejar las mayores tensiones de servicio que ocurren en la armadura de flexión al utilizar las combinaciones de cargas introducidas en el código 2002. ~~En esta sección se han reemplazado los requisitos para el factor z establecidos en la edición 1995 del código y ediciones anteriores.~~ La separación máxima de las barras ~~ahora~~ se especifica directamente para controlar la fisuración.^{10.15,10.16,10.17} Para el caso habitual de las vigas con armadura de acero Grado 60 y 2 in. de recubrimiento libre de hormigón sobre la armadura principal, con $f_s = 36$ ksi 40.000 psi, la separación máxima de las barras es de 10 in.

El ancho de las fisuras en las estructuras es altamente variable. ~~En las ediciones anteriores~~ En los códigos anteriores a la edición 1999, se establecían requisitos...

Motivo:

Ver el motivo expuesto en R10.6.1

10.6.7

10.6.7 – ~~Si la profundidad efectiva d~~ Cuando en una viga o vigueta h sea mayor que 36 in., se deberá colocar una armadura superficial longitudinal uniformemente distribuida en ambas caras laterales del elemento. La armadura en las caras laterales se debe prolongar una distancia $d/2$ $h/2$ a partir de la cara traccionada. ~~La separación s_{sk} entre las barras o alambres longitudinales en las caras laterales del elemento no debe ser mayor que el menor valor entre $d/6$, 12 in., y $4000 A_s / (d - 30)$~~ La separación s debe ser como se indica en 10.6.4, siendo c_c la menor distancia desde la superficie de la armadura en las caras laterales o el acero de pretensado y la cara lateral. Esta armadura se podrá incluir en los cálculos de resistencia si se realiza un análisis de compatibilidad de las deformaciones para determinar las tensiones en las barras o alambres

individuales. El área total de la armadura superficial longitudinal en ambas caras no necesita ser mayor que un medio de la armadura de tracción por flexión requerida.

Motivo:

Simplificar los requisitos de control de la fisuración para la armadura de las caras laterales y hacer que estos requisitos sean consistentes con aquellos requeridos para la armadura de tracción por flexión.

R10.6.7

R10.6.7 – En los elementos solicitados a flexión relativamente altos, se debe colocar alguna armadura cerca de las caras verticales de la zona traccionada para controlar la fisuración en el alma.^{10.16 10.xx, 10.yy} (Ver Figura R10.6.7)... En la edición 2005 se modificó esta sección para hacer que la separación de la armadura en las caras laterales sea consistente con la de la armadura de flexión. No se especifica el diámetro de la armadura de las caras laterales; las investigaciones indican que el factor principal es la separación de la armadura y no el diámetro de las barras.^{10.yy} Típicamente se colocan barras No. 3 a No. 5 (o armaduras soldadas de alambres con un área mínima de 0,1 in.² por pie de profundidad). Cuando los requisitos para vigas de gran altura, tabiques o paneles prefabricados requieran más ~~aereo~~ armadura, dichos requisitos (junto con los requisitos de separación correspondientes) serán determinantes.

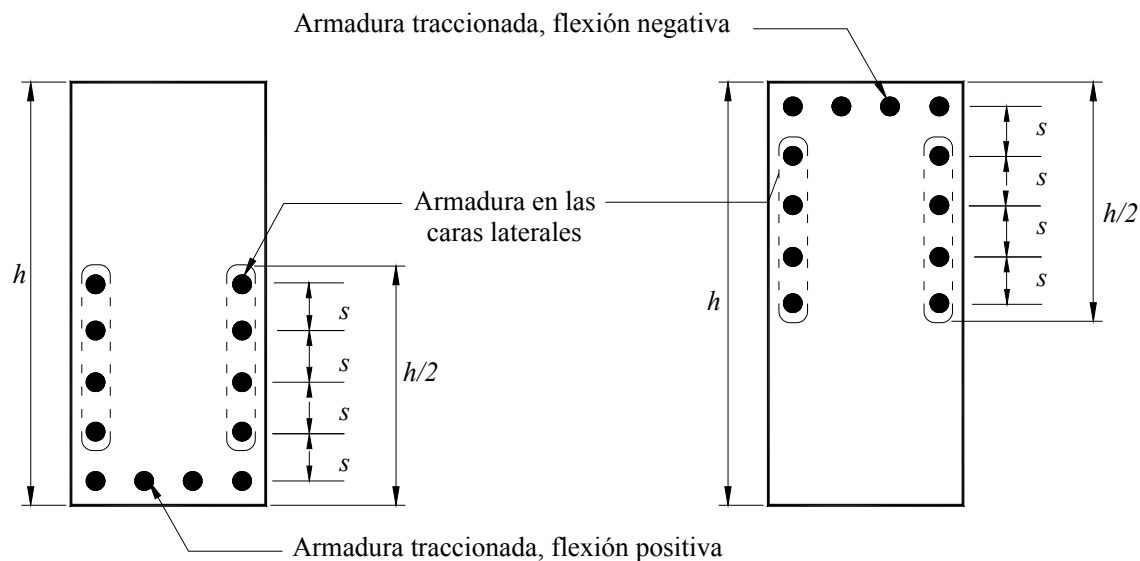


Figura R10.6.7 – Armadura en las caras laterales en vigas y viguetas donde $d \leq h < 36$ in. (La "S" mayúscula se debe reemplazar por una "s" minúscula. Cambiar s_{sk} por s)

Agregar dos nuevas referencias y reenumerar las referencias existentes

10.xx Frantz, G.C. y Breen, J.E., "Cracking on the Side Faces of Large Reinforced Concrete Beams," ACI JOURNAL, *Proceedings*, V. 77, No. 5, Setiembre-Octubre 1980, pp. 307-313.

10.yy Frosch, R.J., "Modeling and Control of Side Face Beam Cracking," *ACI Structural Journal*, V. 99, No. 3, Mayo-Junio 2002, pp. 376-385.

Motivo:

Ver motivo indicado en 10.6.7.

R10.7

Los valores de la relación luz-profundidad que se utilizaban para definir las vigas de gran altura en la edición 1999 y ediciones anteriores del código se basaban en trabajos publicados en 1946 y 1953. Las definiciones de viga de gran altura contenidas en 10.7.1 y 11.8.1 de estos códigos anteriores diferían entre sí y diferían de la definición del código ~~2002~~ actual, la cual se expresa en base al comportamiento de la zona D (ver Apéndice A). Las definiciones de viga de gran altura dadas en los artículos 10.7.1 y 11.8.1 ~~del código 2002~~ son consistentes entre sí.

~~El código 2002~~ El presente código no contiene requisitos detallados para el diseño a flexión de las vigas de gran altura, salvo que se debe considerar la variación no lineal de las deformaciones y el pandeo lateral.

10.9.3

10.9.3 – La cuantía volumétrica de la armadura compuesta por zunchos, ρ_s , se debe adoptar mayor o igual que el valor dado por:

$$\rho_s = 0,45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \quad \rho_s = 0,45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (10-5)$$

donde el valor de f_y utilizado en la Ecuación (10-5) ~~es la tensión de fluencia especificada de la armadura de zunchos que debe ser menor o igual que 60.000~~ 100.000 psi. Para f_{yt} mayor que 60.000 psi no se deben utilizar empalmes por yuxtaposición de acuerdo con 7.10.4.5(a).

Motivo:

Ver el motivo expuesto en 9.4.

R10.9.3**Agregar al final del comentario**

Investigaciones realizadas^[10.x,xx] indican que como armadura de confinamiento se puede usar armadura con una tensión de fluencia de 100.000 psi. Para el código 2005, se incrementó la tensión de fluencia límite para la armadura en forma de zunchos de 60.000 psi a 100.000 psi.

Agregar dos nuevas referencias y reenumerar las referencias restantes

10.x Saatcioglu, M. y Razvi, S.R., "Displacement-Based Design of Concrete Columns for Confinement," *ACI Structural Journal*, V. 99, No. 1, Enero-Febrero 2002, pp. 3-11.

10.xx Pessiki, S.; Graybeal, B. y Mudlock, M., "Proposed Design of High-Strength Spiral Reinforcement in Compression Members," *ACI Structural Journal*, V. 98, No. 6, Noviembre-Diciembre 2001, pp. 799-810.

Motivo:

Ver el motivo expuesto en 9.4.

10.13.6

10.13.6 – Además de ~~los estados de carga~~ las combinaciones de cargas que involucran cargas laterales, se deberá considerar la resistencia y la estabilidad de la estructura en su conjunto bajo las cargas gravitatorias mayoradas.

- (a) Cuando $\delta_s M_s$ se calcula de acuerdo con 10.13.4.1, la relación entre las deformaciones laterales de segundo orden y las deformaciones laterales de primer orden para ~~1,4 veces la carga permanente y 1,7 veces la sobrecarga~~ las cargas permanentes y las sobrecargas mayoradas más la carga lateral mayorada aplicada a la estructura debe ser menor o igual que 2,5;
- (b) Cuando $\delta_s M_s$ se calcula de acuerdo con 10.13.4.2, el valor de Q calculado usando $\sum P_u$ correspondiente a ~~1,4 veces la carga permanente y 1,7 veces la sobrecarga~~ las cargas permanentes y las sobrecargas mayoradas debe ser menor o igual que 0,60;
- (c) Cuando $\delta_s M_s$ se calcula de acuerdo con 10.13.4.3, el valor de δ_s calculado usando $\sum P_u$ y $\sum P_c$ correspondientes a las cargas permanentes y sobrecargas mayoradas debe ser positivo y menor o igual que 2,5.

Motivo:

Aclarar los factores de carga que se deben utilizar en 10.13.6(a) y (b).

10.16.8.4

10.16.8.4 – Los estribos cerrados transversales... permite utilizar ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres que tengan un área equivalente.

Motivo:

Ver el motivo expuesto en el artículo correspondiente a Palabras Clave.

CAPÍTULO 11

11.5.1.1

11.5.1.1 – La armadura de corte puede estar compuesta por:

- (a) Estribos perpendiculares al eje del elemento;
- (b) ~~Malla~~ Armadura de acero soldada con alambres ubicados perpendicularmente al eje del elemento;
- (c) Zunchos, estribos circulares o estribos cerrados.

Motivo:

Ver el motivo expuesto en el artículo correspondiente a Palabras Clave.

11.5.2

11.5.2 – ~~La tensión de fluencia de diseño de~~ Los valores de f_v y f_{vt} utilizados para diseñar la armadura de corte deben ser menores o iguales que 60.000 psi, excepto que ~~la tensión de fluencia de diseño de las mallas soldadas de alambres conformados~~ estos valores deben ser menores o iguales que 80.000 psi para la armadura soldada de alambres conformados.

Motivo:

Ver el motivo expuesto en el artículo correspondiente a Palabras Clave.

R11.5.2

R11.5.2 – Limitar ~~la tensión de fluencia de diseño de la armadura de corte utilizada~~ los valores de f_v y f_{vt} utilizados para diseñar la armadura de corte a 60.000 psi permite controlar el ancho de las fisuras diagonales. En el código 1995, para las ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres conformados se elevó el límite ~~para la tensión de fluencia de diseño~~ de 60.000 psi a 80.000 psi... las jaulas de ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres conformados de menor diámetro ...

Motivo:

Ver el motivo expuesto en el artículo correspondiente a Palabras Clave.

11.5.3

Observar que, como parte de los cambios de la simbología, se ha insertado un nuevo artículo 11.5.3 por motivos de claridad (ver los cambios de simbología en el sitio web de ACI). Los artículos 11.5.3, 11.5.4, 11.5.5 y 11.5.6 se renumeraron pasando a ser 11.5.4, 11.5.5, 11.5.6 y 11.5.7 respectivamente.

11.6

El diseño a torsión se deberá realizar de acuerdo con los artículos 11.6.1 a 11.6.6, u 11.6.7.

Motivo:

Introducir un procedimiento de diseño alternativo para el diseño a torsión que permita tratar a las vigas en forma de L de manera más realista.

R11.6

El diseño a torsión de 11.6.1 a 11.6.6 se basa en la analogía de...

Tercer párrafo

En el código 1995, se eliminó la interacción elíptica entre ~~el corte tomado~~ la resistencia nominal al corte proporcionada por el hormigón, V_c , y ~~la torsión tomada~~ la resistencia nominal a la

torsión proporcionada por el hormigón. V_c permanece constante e igual al valor que tiene cuando no existe torsión, y la torsión tomada por el hormigón siempre se adopta igual a cero.

Motivo:

Ver el motivo expuesto en 11.6.

11.6.4.1

11.6.4.1 – La armadura de torsión...

- (b) Una jaula cerrada formada por ~~mallas~~ armaduras soldadas con sus alambres transversales ...

Motivo:

Ver el motivo expuesto en el artículo correspondiente a Palabras Clave.

11.6.4.2

11.6.4.2 – La armadura transversal de torsión...

- (a) Un gancho normal a 135° o un gancho sismorresistente, como se define en 21.1,
alrededor de una barra longitudinal;

Motivo:

Permitir el uso de armadura de torsión con ganchos a 180 grados y lograr un lenguaje consistente con el utilizado en el Capítulo 21 al tratar los ganchos sismorresistentes.

R11.6.4.2

Cambiar la penúltima oración de R11.6.4.2 de la siguiente manera:

Por este motivo, son preferibles los ganchos normales a 135° o los ganchos sismorresistentes...

Motivo:

Ver el motivo expuesto en 11.6.4.2.

11.6.7

Agregar un nuevo artículo:

11.6.7 – Diseño alternativo a torsión

Para el diseño a torsión de secciones macizas comprendidas dentro del alcance de este código que tienen una relación de aspecto, h/b_t , mayor o igual que tres, estará permitido utilizar otro procedimiento, un procedimiento cuyos resultados hayan sido comprobados mediante análisis y su sustancial concordancia con los resultados de numerosos ensayos. Se deberán aplicar las secciones 11.6.4 y 11.6.6.

Motivo:

Ver el motivo expuesto en 11.6.

R11.6.7

R11.6.7 – Diseño alternativo a torsión

Las Referencias 11.a, 11.b y 11.c contienen ejemplos de tales procedimientos, los cuales han sido utilizados de manera extensiva y exitosa para el diseño de vigas prefabricadas de hormigón pretensado con entalladuras horizontales. El procedimiento descrito en las Referencias 11.a y 11.b es una extensión de los procedimientos de diseño a torsión de las ediciones de ACI 318 anteriores a 1995 a las secciones de hormigón pretensado. La cuarta edición del *PCI Design Handbook*^{11.d} describe el procedimiento de las Referencias 11.a y 11.b. Este procedimiento fue verificado experimentalmente mediante los ensayos descritos en la Referencia 11.e.

Agregar las siguientes referencias y renumerar las referencias restantes:

11.a Zia, P. y McGee, W. D., "Torsion Design of Prestressed Concrete," *PCI Journal*, V. 19, No. 2, Marzo-Abril 1974.

11.b Zia, P. y Hsu, T.T.C., "Design for Torsion and Shear in Prestressed Concrete Flexural Members." *PCI Journal*, V. 49, 3, Mayo-Junio 2004

11.c Collins, M. P. y Mitchell, D., "Shear and Torsion Design of Prestressed and Non-Prestressed Concreted Beams," *PCI Journal*, V. 25, No. 4, Setiembre-October 1980.

11.d PCI, *PCI Design Handbook – Precast and Prestressed Concrete*, 4° Edición, Precast/Prestressed Concrete Institute, Skokie, IL, 1992.

11.e Klein, G.J., "Design of Spandrel Beams," *PCI Specially Funded Research Project No.5*, Precast/Prestressed Concrete Institute, Skokie, IL, 1986.

Motivo:

Ver el motivo expuesto en 11.6.

11.12.6.2

Se debe asumir que la tensión de corte que resulta de la transferencia de momento por excentricidad del corte varía de forma lineal respecto del baricentro de las secciones críticas definidas en 11.12.2.1. La máxima tensión de corte debida ~~al esfuerzo de corte mayorado y al momento mayorado~~ V_u y M_u debe ser menor o igual que ϕV_n :

Reemplazar " $2\sqrt{f'_c}$ " por " $\phi(2\sqrt{f'_c})$."

Motivo:

Consolidar las definiciones y la terminología. (Ver el motivo expuesto en 2.1.) Incluir un cambio indicado en la errata.

R11.12.6.2

La distribución de tensiones para las columnas interiores o exteriores se asume como se ilustra en la Figura R11.12.6.2. El perímetro de la sección crítica, *ABCD*, se determina de acuerdo con

11.12.1.2. El esfuerzo de corte mayorado V_u y el momento no balanceado mayorado M_u se deben determinar...

Última oración de R11.12.6.2

Reemplazar "Referencia 11.58" por "Referencia 11.59."

Motivo:

Ver el motivo expuesto en 11.12.6.2.

CAPÍTULO 12

12.7

12.7 – Anclaje de las ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres conformados solicitadas a tracción

Motivo:

Ver el motivo expuesto en el artículo correspondiente a Palabras Clave.

R12.7

R12.7 – Anclaje de las ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres conformados solicitadas a tracción

La Figura R12.7 ilustra los requisitos de anclaje para las ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres conformados que tienen un alambre transversal dentro de la longitud de anclaje. La norma ASTM A 497 para ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres conformados requiere la misma longitud para la soldadura que la requerida para las ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres lisos (ASTM A 185). Parte del anclaje... la disposición que el multiplicador para las ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres lisos no se debe adoptar mayor que... entre la ~~mallas~~ armadura soldada de alambres conformados y los alambres conformados en los valores ℓ_{db} del código de 1983.

Ensayos realizados^{12.14} indican que las ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres recubiertos con epoxi tienen esencialmente las mismas longitudes de anclaje y empalme que las ~~mallas~~ armaduras de alambres soldados sin recubrimiento ya que los alambres transversales son los que proporcionan el anclaje primario de los alambres. Por lo tanto, para las longitudes de anclaje y empalme de las ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres con alambres transversales dentro de la longitud de anclaje o empalme, se utiliza un factor de recubrimiento epoxi igual a 1,0.

Figura R12.7 – Anclaje de ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres conformados.

Motivo:

Ver el motivo expuesto en el artículo correspondiente a Palabras Clave.

12.7.1

12.7.1 – La longitud de anclaje en tracción de una armadura soldada de alambres conformados, ℓ_d , ~~en pulgadas~~, medida desde el punto de la sección crítica hasta el extremo del alambre se deberá calcular como el producto de ~~la longitud de anclaje~~ ℓ_d , obtenida de acuerdo con 12.2.2 ó 12.2.3, por un factor para ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres obtenido de acuerdo con 12.7.2 ó 12.7.3. Estará permitido reducir ~~ℓ_d la longitud de anclaje~~ de acuerdo con 12.2.5 cuando este artículo sea aplicable, pero ℓ_d debe ser siempre mayor o igual que 8 in. excepto cuando se calculan empalmes por yuxtaposición de acuerdo con 12.18. Cuando se utilice el factor para ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres obtenido de acuerdo con 12.7.2, estará permitido usar un factor para recubrimiento epoxi β ~~ψ_e~~ igual a 1,0 para las ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres recubiertos con epoxi en 12.2.2 y 12.2.3.

Motivo:

Ver el motivo expuesto en el artículo correspondiente a Palabras Clave.

12.7.2

12.7.2 – Para las ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres conformados con al menos un alambre transversal ubicado dentro de ~~ℓ_d la longitud de anclaje~~ y a una distancia mayor o igual que 2 in. desde el punto de la sección crítica, el factor para ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres deberá ser el mayor valor entre:

$$\frac{(f_y - 35.000)}{f_y}$$

o y

$$\left(\frac{5d_b}{s} \right)$$

pero siempre menor o igual que 1,0; siendo s la separación entre los alambres a anclar.

Motivo:

Ver el motivo expuesto en el artículo correspondiente a Palabras Clave.

12.7.3

12.7.3 – Para las ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres conformados sin alambres transversales ubicados dentro de ~~ℓ_d la longitud de anclaje~~ o con un único alambre transversal a una distancia menor que 2 in. desde el punto de la sección crítica, el factor para ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres se deberá considerar igual a 1,0 y ~~ℓ_d la longitud de desarrollo~~ se deberá determinar igual que para los alambres conformados.

Motivo:

Ver el motivo expuesto en el artículo correspondiente a Palabras Clave.

12.7.4

12.7.4 – Cuando en una ~~mall~~ armadura soldada de alambres conformados haya algún alambre liso en la dirección de la longitud de anclaje, la ~~mall~~ armadura se deberá anclar de acuerdo con 12.8.

Motivo:

Ver el motivo expuesto en el artículo correspondiente a Palabras Clave.

12.8

12.8 – Anclaje de las ~~mall~~ armaduras soldadas de alambres lisos solicitadas a tracción

La tensión de fluencia de una ~~mall~~ armadura soldada de alambres lisos se considerará desarrollada cuando haya dos alambres transversales embebidos y el alambre transversal más próximo esté ubicado a una distancia mayor o igual que 2 in. desde el punto de la sección crítica. Sin embargo, ~~la longitud de anclaje ℓ_d en pulgadas, medida desde el punto de la sección crítica hasta el alambre transversal más alejado~~ debe ser mayor o igual que:

$$\ell_d = 0,27 \frac{A_w}{s_w} \left(\frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \right) \lambda \quad (12-3)$$

(Nota: Se deberán numerar las ecuaciones siguientes.)

~~donde s es la separación entre los alambres a desarrollar, excepto que en el caso que~~ Cuando la armadura dispuesta es mayor que la requerida, ~~esta longitud ℓ_d se puede reducir de acuerdo con 12.2.5. La longitud ℓ_d se mide desde el punto de la sección crítica hasta el alambre transversal más exterior y debe ser mayor o igual que 6 in. excepto cuando se calculan empalmes por yuxtaposición de acuerdo con 12.19.~~

Motivo:

Ver el motivo expuesto en el artículo correspondiente a Palabras Clave.

R12.8

R12.8 – Anclaje de las ~~mall~~ armaduras soldadas de alambres lisos solicitadas a tracción

La Figura R12.8 ilustra los requisitos de anclaje para las ~~mall~~ armaduras soldadas de alambres lisos, los cuales dependen fundamentalmente de la ubicación de los alambres transversales. Para las ~~mall~~ armaduras soldadas de alambres lisos fabricadas con... Sin embargo, para las ~~mall~~ armaduras soldadas de alambres lisos fabricadas con alambres de mayor diámetro con poca separación, se requiere una longitud embebida mayor y para estas ~~mall~~ armaduras se establece una longitud de anclaje mínima.

Figura R12.8 – Anclaje de las ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres lisos.

Motivo:

Ver el motivo expuesto en el artículo correspondiente a Palabras Clave.

12.13.2.3

12.13.2.3 – Para cada rama de una ~~malla~~ armadura soldada de alambres lisos que forme un estribo simple en U...

Motivo:

Ver el motivo expuesto en el artículo correspondiente a Palabras Clave.

R12.13.2.3

R12.13.2.3 – Los requisitos para el anclaje de los estribos formados por ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres lisos...

Figura R12.13.2.3 – Anclaje en de los estribos en U formados por ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres lisos en la zona de compresión.

Motivo:

Ver el motivo expuesto en el artículo correspondiente a Palabras Clave.

12.13.2.4

12.13.2.4 – Cada extremo... ~~malla~~ armadura soldada de alambres lisos o conformados ... dos alambres longitudinales...

Motivo:

Ver el motivo expuesto en el artículo correspondiente a Palabras Clave.

R12.13.2.4

R12.13.2.4 – El uso de ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres como armadura de corte... de los paneles de ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres como armadura de corte...

para el anclaje de las ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres de una sola rama en la cara traccionada enfatizan... ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres de una sola rama. Para el anclaje de las ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres de una sola rama, el código... ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres, rectas y de una sola rama...

Figura R12.13.2.4 – Anclaje de la armadura de corte compuesta por un estribo de una rama realizado con ~~malla~~ armadura soldada de alambre.

Motivo:

Ver el motivo expuesto en el artículo correspondiente a Palabras Clave.

12.18

12.18 – Empalmes de las ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres conformados solicitadas a tracción

Motivo:

Ver el motivo expuesto en el artículo correspondiente a Palabras Clave.

R12.18

R12.18 – Empalmes de las ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres conformados solicitadas a tracción

Los requisitos de empalme para las ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres conformados se basan en... sólo un alambre transversal en cada panel de ~~mallas~~ armadura soldada de alambres está yuxtapuesto...

Figura R12.18 – Empalmes por yuxtaposición de ~~mallas conformadas~~ armaduras soldadas de alambres conformados.

Motivo:

Ver el motivo expuesto en el artículo correspondiente a Palabras Clave.

12.18.1

12.18.1 – La longitud mínima de empalme por yuxtaposición de las ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres conformados, medida entre los extremos de cada panel de ~~mallas~~ armadura debe ser mayor o igual que el mayor valor entre $1,3\ell_d$ y 8 in., y la superposición medida entre los alambres transversales más externos de cada panel de ~~mallas~~ armadura debe ser mayor o igual que 2 in., ~~donde ℓ_d es la longitud de empalme para la tensión de fluencia especificada f_y se calcula de acuerdo con 12.7 para desarrollar f_y .~~

Motivo:

Ver el motivo expuesto en el artículo correspondiente a Palabras Clave.

12.18.2

12.18.2 – Los empalmes por yuxtaposición de las ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres conformados sin alambres transversales...

Motivo:

Ver el motivo expuesto en el artículo correspondiente a Palabras Clave.

12.18.3

12.18.3 – Cuando en una ~~mall~~a armadura soldada de alambres conformados haya algún alambre liso en la dirección del empalme por yuxtaposición o cuando se empalme por yuxtaposición una ~~mall~~a armadura soldada de alambres conformados con una ~~mall~~a armadura soldada de alambres lisos, la ~~mall~~a armadura se debe empalmar de acuerdo con 12.19.

Motivo:

Ver el motivo expuesto en el artículo correspondiente a Palabras Clave.

12.19

12.19 – Empalmes de las ~~mall~~as armaduras soldadas de alambres lisos solicitadas a tracción

La longitud mínima de empalme por yuxtaposición de las ~~mall~~as armaduras soldadas de alambres lisos...

Motivo:

Ver el motivo expuesto en el artículo correspondiente a Palabras Clave.

R12.19

R12.19 – Empalmes de las ~~mall~~as armaduras soldadas de alambres lisos solicitadas a tracción

La resistencia de los empalmes por yuxtaposición de las ~~mall~~as armaduras soldadas de alambres lisos depende de... se requiere una mayor longitud de empalme cuando se trata de una ~~mall~~a armadura soldada de alambres de diámetros grandes con poca separación y, en consecuencia, para ~~estas mall~~as esta armadura se especifican requisitos de longitud de empalme adicional, además de...

Motivo:

Ver el motivo expuesto en el artículo correspondiente a Palabras Clave.

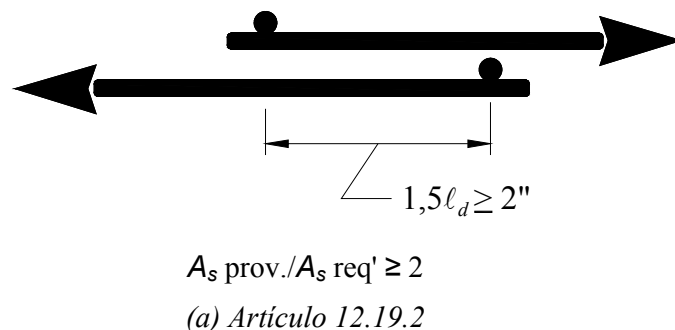
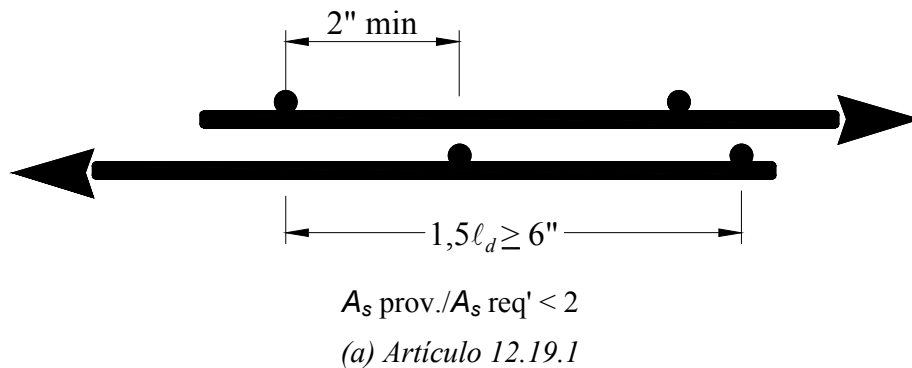


Figura R12.19 – Empalmes por yuxtaposición de ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres lisos.

12.19.1

12.19.1 – ~~Cuando el área de la armadura~~ Cuando en la ubicación del empalme A_s provista es menor que dos veces la requerida por cálculo, la longitud de yuxtaposición medida entre los alambres transversales más externos de cada panel de ~~mallá~~ armadura debe ser mayor o igual que el mayor valor entre la separación de los alambres transversales más 2 in., $1,5\ell_d$ y 6 in., donde ℓ_d es la longitud de empalme para la tensión de fluencia especificada f_y es se calcula de acuerdo con 12.8 para desarrollar f_y .

Motivo:

Ver el motivo expuesto en el artículo correspondiente a Palabras Clave.

12.19.2

12.19.2 – ~~Cuando el área de la armadura~~ Cuando en la ubicación del empalme A_s provista es como mínimo dos veces la requerida por cálculo, la longitud de yuxtaposición medida entre los alambres transversales más externos de cada panel de ~~mallá~~ armadura debe ser mayor o igual que el mayor valor entre $1,5\ell_d$ y 2 in., donde ℓ_d es la longitud de empalme para la tensión de fluencia especificada f_y se calcula de acuerdo con 12.8 para desarrollar f_y .

Motivo:

Ver el motivo expuesto en el artículo correspondiente a Palabras Clave.

CAPÍTULO 13

13.2.5

Agregar un nuevo artículo:

13.2.5 – Cuando se utiliza para reducir la cantidad de armadura negativa sobre una columna o el espesor mínimo de losa requerido, un ábaco se debe proyectar debajo de la losa como mínimo un cuarto del espesor de la losa y se debe extender en cada dirección, a partir del eje del apoyo, una distancia mayor o igual que un sexto de la longitud de la luz medida entre los centros de los apoyos en dicha dirección.

Motivo:

Ver el motivo expuesto en 2.2 correspondiente a Ábaco.

R13.2.5

Agregar un nuevo artículo:

R13.2.5 – Las dimensiones especificadas en 13.2.5 para los ábacos se aplican cuando los ábacos se utilizan para reducir la cantidad de armadura para momento negativo de acuerdo con 13.3.7 o para satisfacer algunos espesores mínimos de losa permitidos en 9.5.3. Para aumentar la resistencia al corte de una losa se pueden utilizar ábacos con dimensiones menores que las especificadas en 13.2.5.

Motivo:

Ver el motivo expuesto en 2.2 correspondiente a Ábaco.

13.3.7

13.3.7 – Cuando se utiliza un ábaco para reducir la cantidad de armadura para momento negativo sobre la columna de una losa plana, ~~el tamaño~~ las dimensiones del ábaco deberán satisfacer lo especificado en 13.2.5 13.3.7.1, 13.3.7.2 y 13.3.7.3. Para calcular la armadura requerida en la losa, la altura del ábaco bajo la losa se debe adoptar menor o igual que un cuarto de la distancia entre el borde del ábaco y el borde de la columna o capitel.

Nota: La segunda oración viene del actual artículo 13.3.7.3 del código. Eliminar los artículos 13.3.7.1 y 13.3.7.2 del código.

Motivo:

Ver el motivo expuesto en 2.2 correspondiente a ábaco.

R13.7.5

Segundo párrafo:

Las secciones de los elementos a ser utilizadas para calcular la rigidez a torsión se definen en 13.7.5.1. En el código de 1989, la Ecuación (13-6) especificaba el coeficiente de rigidez K_t de los

elementos torsionales. La expresión aproximada para el cálculo de K_t se ha trasladado al comentario y la expresión para la constante torsional (Ecuación (13-7) del código 1989) ahora se define en ~~13.0~~ R2.1.

Motivo:

Los términos ahora están listados en el Capítulo 2.

CAPÍTULO 14

14.3.2

14.3.2 – La cuantía mínima de armadura vertical referida a la sección bruta de hormigón ρ_t debe ser:

- (a) 0,0012 para las barras conformadas menores que No. 5 con f_y ~~una tensión de fluencia especificada~~ mayor o igual que 60.000 psi; o
- (b) 0,0015 para otras barras conformadas; o
- (c) 0,0012 para ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres (lisos o conformados) menores o iguales que W31 o D31.

Motivo:

Ver el motivo expuesto en el artículo correspondiente a Palabras Clave.

14.3.3

14.3.3 – La cuantía mínima de armadura horizontal referida a la sección bruta de hormigón ρ_t debe ser:

- (a) 0,0020 para las barras conformadas menores que No. 5 con f_y ~~una tensión de fluencia especificada~~ mayor o igual que 60.000 psi; o
- (b) 0,0025 para otras barras conformadas; o
- (c) 0,0020 para ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres (lisos o conformados) menores o iguales que W31 o D31.

Motivo:

Ver el motivo expuesto en el artículo correspondiente a Palabras Clave.

14.5.2

14.5.2 – La resistencia axial de diseño ~~para carga axial~~ ϕP_n ~~ϕP_{nw}~~ de un tabique que satisface las limitaciones establecidas en 14.5.1 se debe calcular mediante la Ecuación (14-1), a menos que el diseño se realice de acuerdo con 14.4.

$$\phi P_n = 0,55 \phi f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{k \ell_c}{32h} \right)^2 \right] \quad \phi P_{nw} = 0,55 \phi f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{k \ell_c}{32h} \right)^2 \right] \quad (14-1)$$

donde $\phi = 0,70$ corresponde a las secciones controladas por compresión de acuerdo con 9.3.2.2 y el factor de longitud efectiva k debe ser:

Para tabiques arriostrados contra el desplazamiento lateral en la parte superior e inferior:

- (a) Restringidos contra la rotación en uno o ambos extremos
(superior y/o inferior)0,8
- (b) No restringidos contra la rotación en ambos extremos1,0

Para tabiques no arriostrados contra el desplazamiento lateral2,0

Motivo:

Esta sección se modificó para hacer que el factor de reducción de la resistencia para tabiques sea consistente con el del Capítulo 9. No se introdujeron cambios en el comentario.

14.8.2.3

14.8.2.3 – ~~La cuantía de armadura ρ debe ser menor o igual que $0,6\rho_b$. El tabique debe ser controlado por tracción.~~

Motivo:

La edición 2002 de ACI 318 incluye un enfoque modificado para seleccionar la armadura de tracción (10.3), el cual afecta a este artículo. El requisito se modificó para reflejar este enfoque. Se ha incluido un comentario para explicar el cambio.

R14.8.2.3

Agregar un nuevo artículo:

R14.8.2.3 – Este artículo se actualizó en el código 2005 para reflejar el cambio del enfoque de diseño que se introdujo en el artículo 10.3 del código 2002. El anterior requisito que establecía que la cuantía de armadura debía ser menor o igual que $0,6\rho_{bal}$ fue reemplazado por el requisito que establece que el tabique debe ser controlado por tracción, con lo cual se obtiene aproximadamente la misma cuantía de armadura.

Motivo:

Ver el motivo expuesto en 14.8.2.3.

CAPÍTULO 15

15.5.3

15.5.3 – Cuando la distancia entre... satisfacer los requisitos de 11.12 y 15.5.4. ~~Otros cabezales deben satisfacer los requisitos de 11.12, 15.5.4 o el Apéndice A. Otros cabezales deben satisfacer ya sea los requisitos del Apéndice A o bien los requisitos tanto de 11.12 como de 15.5.4.~~ Si se utiliza el Apéndice A, la resistencia efectiva a la compresión del hormigón de las bielas f_{cu} f_{ce} se debe determinar usando A.3.2.2(b).

Motivo:

Aclarar el artículo 15.5.3 del código.

CAPÍTULO 17

17.6.2

17.6.2 – Los estribos que resisten corte horizontal... ramas verticales de ~~mall~~ armadura soldada de alambres (lisos o conformados).

Motivo:

Ver el motivo expuesto en el artículo correspondiente a Palabras Clave.

CAPÍTULO 18

18.1.3

18.1.3 – Los siguientes requisitos... excepto cuando se indique en forma específica: Artículos 6.4.4, 7.6.5, 8.10.2...

Motivo:

Ver el motivo expuesto en 6.4.4.

R18.1.3

R18.1.3 – Algunos artículos del código no son aplicables al diseño de estructuras de hormigón pretensado por ciertos motivos específicos. Estos motivos se detallan a continuación:

Artículo 6.4.4 – Los cables de las vigas y losas continuas postesadas normalmente se tesan en un punto de la luz donde el perfil del cable coincide con el baricentro de la sección transversal de hormigón o está próximo al mismo. Por lo tanto, las juntas de construcción internas generalmente están ubicadas dentro de los tercios extremos de la luz, y no en el tercio medio de la luz como requiere el artículo 6.4.4. Las juntas de construcción ubicadas de este modo en las vigas y losas continuas postesadas tienen un largo historial de comportamiento satisfactorio. Por este motivo el artículo 6.4.4 no se aplica al hormigón pretensado.

Motivo:

Ver el motivo expuesto en 6.4.4.

18.3.3

Los elementos pretensados solicitados a flexión se clasifican como Clase U, Clase T o Clase C en función de la tensión en la fibra extrema traccionada f_t bajo cargas de servicio en la zona de tracción precomprimida calculada bajo cargas de servicio de la siguiente manera...

La última oración debe ser como se indica a continuación:

Los sistemas de losas pretensadas armadas en dos direcciones se deben diseñar como Clase U con $f_t \leq 6\sqrt{f'_c}$.

Motivo:

Limitar la tensión de tracción por flexión admisible para las losas pretensadas armadas en dos direcciones al mismo valor que tenía en ediciones anteriores del código.

18.4.4.4

18.4.4.4 – Cuando h la altura efectiva de una viga sea mayor que 36 in., se deberá disponer en las caras laterales un área de armadura longitudinal constituida por armadura o cables adherentes según lo requerido por el artículo 10.6.7.

Motivo:

Ver el motivo expuesto en 10.6.7.

R18.10.3

R18.10.3 – "Para las estructuras estáticamente indeterminadas, los momentos debidos a las reacciones inducidas por las fuerzas de pretensado, generalmente denominados momentos de segundo orden, son significativos tanto en los estados elásticos como en los estados inelásticos (ver las Referencias 18.xx, 18.yy y 18.zz). ~~Los momentos secundarios desaparecen cuando se generan rótulas y los momentos se redistribuyen totalmente para crear una estructura estáticamente determinada. Sin embargo,~~ Las deformaciones elásticas...

Agregar las siguientes referencias y reenumerar las referencias restantes:

18.xx Bondy, K.B., "Moment Redistribution: Principles and Practice Using ACI 318-02," *PTI Journal*, V. 1, No. 1, Post-Tensioning Institute. Phoenix, AZ, Enero 2003, pp. 3-21.

18.yy Lin, T.Y. y Thornton K., "Secondary Moment and Moment Redistribution in Continuous Prestressed Concrete Beams," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 17, No. 1, Enero-Febrero 1972, pp. 8-20.

18.zz Collins, M.P. y Mitchell, D., *Prestressed Concrete Structures*, Response Publications, Canadá, 1997, pp- 517-518.

Motivo:

Eliminar una oración innecesaria y potencialmente confusa del comentario referida a la redistribución de momentos.

18.11.2.2

18.11.2.2 – Excepto en el caso de los tabiques, los elementos con ~~un pretensado efectivo~~ una tensión de compresión promedio en el hormigón debida exclusivamente a la fuerza efectiva de pretensado f_{pe} mayor o igual que 225...

- (b) Los estribos cerrados laterales deben estar constituidos como mínimo por barras No. 3 o ~~mallas~~ armaduras soldada de alambres de área equivalente...

Motivo:

Ver el motivo expuesto en el artículo correspondiente a Palabras Clave.

18.12.4

18.12.4 – Para las ~~cargas permanentes y sobrecargas normales~~ cargas uniformemente distribuidas, la separación de los cables o grupos de cables de pretensado en una dirección no debe ser mayor que el menor valor entre ocho veces el espesor de la losa y 8 pies. La separación de los cables también debe ser tal que se obtenga una tensión efectiva de pretensado promedio mínima (~~después de considerar todas las pérdidas de pretensado~~) de 125 psi...

Motivo:

El término "sobrecargas normales" tiene poco significado, ya que una "sobrecarga normal" es muy diferente para el diseñador de una estructura de ocupación residencial que para el diseñador de una estructura de uso industrial, pudiendo diferir en un factor de hasta 10.

Capítulo 18 - Referencias

18.20 American Association of State Highway and Transportation Officials, "Standard Specifications for Highway Bridges," 46^o 17^o Edición, ~~1996~~ 2002.

Motivo:

Ver el motivo expuesto en 3.8.1.

CAPÍTULO 20

20.2.2

20.2.2 – La ubicación y los diámetros de las barras, ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres o cables de pretensado...

Motivo:

Ver el motivo expuesto en el artículo correspondiente a Palabras Clave.

CAPÍTULO 21

21.1

Relación de desplazamientos de piso de diseño – Diferencia relativa del desplazamiento de diseño en los extremos superior e inferior de un piso, dividido por la altura del piso.

Motivo:

Esta propuesta reduce el potencial de fallas por corte por punzonamiento que pueden ocurrir alrededor de las columnas de las losas armadas en dos direcciones en los edificios sometidos a grandes deformaciones de origen sísmico.

Longitud de anclaje para una barra con un gancho normal – La menor distancia entre la sección crítica (donde se ha de desarrollar la resistencia de la barra) y ~~una tangente al borde exterior~~ el extremo exterior del gancho a 90 grados.

Nudo – Parte de una estructura común a elementos que se intersecan. El área efectiva de la sección transversal del nudo A_j para el cálculo de la resistencia al corte se define en ~~21.0~~ 21.5.3.1 (~~Ver A_j~~).

Motivo:

Ver motivo expuesto en 2.1.

21.2.1.4

21.2.1.4 – En las regiones de elevada peligrosidad sísmica o en las estructuras para las cuales se requiere un nivel de comportamiento o diseño sismorresistente elevado, se deben utilizar pórticos de momento sismorresistentes, tabiques estructurales sismorresistentes y diafragmas que satisfagan lo dispuesto en los artículos 21.2 a 21.10 para resistir los esfuerzos inducidos por los movimientos sísmicos. Los elementos ~~de un pórtico~~ que no se dimensionan para resistir esfuerzos sísmicos deben satisfacer lo dispuesto en el artículo 21.11.

Motivo:

Aclaración de tipo editorial.

21.2.5

21.2.5 – En los elementos de los pórticos y en los elementos de borde de los tabiques estructurales, la armadura que resiste los esfuerzos axiales y de flexión inducidos por los movimientos sísmicos debe satisfacer la norma ASTM A 706. En estos elementos estará permitido utilizar armadura de acero Grados 40 y 60 de acuerdo con la norma ASTM A 615 siempre y cuando:

- (a) La tensión de fluencia real determinada en base a ensayos realizados en planta es menor o igual que f_y ~~la tensión de fluencia especificada~~ más 18.000 psi (en la repetición del ensayo este valor no debe ser mayor que f_y ~~la tensión de fluencia especificada~~ más 3000 psi); y
- (b) La relación entre la resistencia a la tracción ~~última~~ real y la tensión de fluencia real es mayor o igual que 1,25.

El valor de f_y para la armadura transversal, incluyendo la armadura en forma de zunchos, debe ser menor o igual que 60.000 psi.

Motivo:

Ver el motivo expuesto en 9.4.

21.2.6.2

21.2.6.2 – Los empalmes mecánicos Tipo 1... a partir de la cara de la columna o viga para los pórticos de momento sismorresistentes o a partir de ...

Motivo:

Aclarar los requisitos aplicables a los empalmes mecánicos Tipo 1.

21.2.7.1

21.2.7.1 – Los empalmes soldados... a partir de la cara de la columna o viga para los pórticos de momento sismorresistentes o a partir de secciones...

Motivo:

Aclarar los requisitos aplicables a los empalmes soldados.

R21.2.7.2

R21.2.7.2 – Soldar las barras de armadura transversales ... las ~~mallas~~ armaduras de acero soldadas.

Motivo:

Ver el motivo expuesto en el artículo correspondiente a Palabras Clave.

21.7.2.3

21.7.2.3 – En los tabiques estructurales ~~toda~~ la armadura ~~continua~~ se debe ~~anclar~~ desarrollar o empalmar para f_y en tracción de acuerdo con ~~los requisitos para la armadura traccionada especificados en el artículo 21.5.4 el Capítulo 12, excepto que:~~

- (a) Para el caso de los tabiques, la altura efectiva del elemento mencionada en 12.10.3 podrá ser $0,8\ell_w$.
- (b) No es necesario satisfacer los requisitos de los artículos 12.11, 12.12 y 12.13.
- (c) En las ubicaciones en las cuales es probable que se produzca la fluencia de la armadura longitudinal como consecuencia de los desplazamientos laterales, las longitudes de anclaje de la armadura longitudinal deben ser 1,25 veces los valores calculados para f_y en tracción.
- (d) Los empalmes mecánicos de la armadura deben satisfacer el artículo 21.2.6 y los empalmes soldados de la armadura deben satisfacer el artículo 21.2.7.

Motivo:

Establecer explícitamente los requisitos para el anclaje y desarrollo de la armadura de los tabiques estructurales de hormigón armado provistos para lograr resistencia a las acciones sísmicas.

R21.7.2 y R21.7.2.3

Eliminar el último párrafo de R21.7.2; agregar un nuevo artículo R21.7.2.3

R21.7.2.3 – En el código 2005 se modificaron los requisitos para eliminar la referencia a los nudos viga-columna del artículo 21.5.4, ya que no quedaba claro cuándo era aplicable a los tabiques. Debido a que los esfuerzos reales en la armadura longitudinal de los tabiques estructurales pueden ser mayores que los esfuerzos calculados, la armadura se debe desarrollar o empalmar hasta lograr la tensión de fluencia de la barra en tracción. Los requisitos de los artículos 12.11, 12.12 y 12.13 se ocupan de temas relacionados con las vigas y no son aplicables a los tabiques. En las ubicaciones en las cuales se anticipa que habrá fluencia de la armadura longitudinal, se debe aplicar un multiplicador igual a 1.25 para tomar en cuenta la probabilidad de que la tensión de fluencia real sea mayor que la tensión de fluencia especificada de las barras, además de la influencia del endurecimiento por deformación y el efecto de las cargas cíclicas reversibles. Cuando se utiliza armadura transversal, las longitudes de anclaje de las barras rectas y con gancho se pueden reducir de acuerdo con lo permitido por los artículos 12.2 y 12.5, respectivamente, ya que la armadura transversal con pequeña separación mejora el comportamiento de los empalmes y ganchos sometidos a demandas inelásticas repetitivas.^{21.xx}

Agregar una nueva referencia y renumerar las referencias restantes.

21.xx ACI Committee 408, "State-of-the-Art Report on Bond under Cyclic Loads (ACI 408.2R-92 [Re-approved 1999], " American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1999, pp. 5.

Motivo:

Ver el motivo expuesto en 21.7.2.3.

21.7.6.4

21.7.6.4 – Cuando de acuerdo con los artículos 21.7.6.2 o 21.7.6.3 se requieren elementos de borde especiales, se deberán satisfacer los requisitos (a) a ~~(f)~~ (e):

- (a) El elemento de borde se debe extender horizontalmente a partir de la fibra comprimida extrema una distancia mayor o igual que el mayor valor entre $c - 0,1\ell_w$ y $c/2$, donde c es como se define en 21.7.6.2;...
- (e) La armadura horizontal en el alma del tabique se debe anclar para desarrollar ~~la tensión de fluencia especificada~~ f_y dentro de...

Eliminar el artículo 21.7.6.4(f).

Motivo:

Ver el motivo expuesto en 21.7.2.3.

21.7.6.6

Eliminar el artículo 21.7.6.6.

Motivo:

Ver el motivo expuesto en 21.7.2.3.

R21.9.5

Segundo párrafo

El requisito de separación mínima para las ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres en las capas de compresión...

Motivo:

Ver el motivo expuesto en el artículo correspondiente a Palabras Clave.

Insertar un nuevo párrafo a continuación del segundo párrafo

Documentos tales como el NEHRP 2000,^{21.1} SEI/ASCE 7-02,^{21.xx}, el IBC 2003,^{21.yy} y el UBC 1997,^{21.2} establecen que los elementos colectores de los diafragmas se deben diseñar para los esfuerzos amplificados mediante un factor Ω_0 para tomar en cuenta la sobrerresistencia en los elementos verticales del sistema resistente a los esfuerzos sísmicos. Para las estructuras de hormigón el factor de amplificación Ω_0 varía entre 2 y 3, dependiendo del documento seleccionado y del tipo de sistema sismorresistente. Algunos documentos permiten calcular este factor en base a los esfuerzos máximos que pueden ser desarrollados por los elementos del sistema vertical resistente a los esfuerzos sísmicos. El factor no se aplica a los cordones de los diafragmas.

Referencias

21.xx "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures," SEI/ASCE 7-02, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, pp. 337.

21.yy "International Building Code," International Code Council, Falls Church, VA, 2003.

Modificar el tercer párrafo del comentario existente

Las tensiones de compresión calculadas para los esfuerzos mayorados... tensión de $0,2f_c$ en un elemento, o $0,5f_c$ para los esfuerzos amplificados mediante Ω_0 ... se asume que indica que la integridad de la estructura en su conjunto depende de...

Motivo:

Tomar en cuenta los esfuerzos amplificados mediante el factor Ω_0 .

Agregar un nuevo párrafo al final de R21.9.5

Para la armadura en tracción, el anclaje de las barras y los anclajes por yuxtaposición se diseñan de acuerdo con los requisitos del Capítulo 12. No se permite ninguna reducción de las longitudes de anclaje o empalme para tensiones calculadas menores que f_y según lo indicado en 12.2.5.

Motivo:

El artículo 21.5.4 fue desarrollado para la longitud embebida en los nudos viga-columna y no se ocupaba de los empalmes por yuxtaposición. El Capítulo 12 contiene los requisitos aplicables.

21.9.5.1

21.9.5.1 – La mínima cuantía de armadura... Cuando se utilizan ~~mallas~~ armaduras soldadas de alambres como...

Motivo:

Ver el motivo expuesto en el artículo correspondiente a Palabras Clave.

21.9.5.3

21.9.5.3 – Los elementos de los reticulados que actúan como diafragmas, bielas, tirantes, cordones de los diafragmas y elementos colectores que tengan una tensión de compresión mayor que $0,2f_c$ en cualquier sección deben tener armadura transversal, de acuerdo con lo especificado en los artículos 21.4.4.1 a 21.4.4.3, en toda la longitud del elemento. Está permitido interrumpir la armadura transversal especial en una sección donde la ~~resistencia~~ tensión de compresión calculada sea menor que $0,15f_c$. Las tensiones se deben calcular para los esfuerzos mayorados, usando un modelo elástico lineal y las propiedades de la sección bruta de los elementos considerados.

Cuando los esfuerzos de diseño se amplifican para tomar en cuenta la sobrerresistencia de los elementos verticales del sistema resistente a los esfuerzos sísmicos, el límite de $0,2f_c$ se debe aumentar a $0,5f_c$ y el límite de $0,15f_c$ se debe aumentar a $0,4f_c$.

Motivo:

Tomar en cuenta los esfuerzos amplificados mediante el factor Ω_0 .

21.9.5.4

21.9.5.4 – Toda la armadura continua de los diafragmas, reticulados que actúan como diafragmas, bielas, tirantes, cordones y elementos colectores se deben ~~anclar~~ desarrollar o empalmar ~~de acuerdo con los requisitos para la armadura de tracción como se especifica en 21.5.4 para f_y en tracción.~~

Motivo:

El artículo 21.5.4 fue desarrollado para la longitud embebida en los nudos viga-columna y no se ocupaba de los empalmes por yuxtaposición. El Capítulo 12 contiene los requisitos aplicables.

21.11

21.11 – ~~Elementos de un pórtico que no se dimensionan para resistir los esfuerzos inducidos por los movimientos sísmicos~~ Elementos que no se consideran parte del sistema resistente a los esfuerzos horizontales

Motivo:

Ver el motivo expuesto en 21.1.

R21.11

R21.11 – Elementos de un pórtico que no se dimensionan para resistir los esfuerzos inducidos por los movimientos sísmicos Elementos que no se consideran parte del sistema resistente a los esfuerzos horizontales

Esta sección se aplica solamente a las estructuras ubicadas en regiones de peligrosidad sísmica elevada o para las estructuras para las cuales se requiere un nivel de comportamiento o diseño sismorresistente elevado. Los códigos de construcción modelo, tales como el IBC 2003 y el UBC 1997, exigen que todos los elementos estructurales que no se consideran parte del sistema resistente a los esfuerzos horizontales sean diseñados para soportar las cargas gravitatorias mientras están sujetos al desplazamiento de diseño. Para las estructuras de hormigón, los requisitos de la sección 21.11 satisfacen esta exigencia para las columnas, vigas y losas del sistema gravitatorio. El desplazamiento de diseño se define en 21.1.

El principio en el cual se fundamentan los requisitos de la sección 21.11 es el de permitir la fluencia por flexión de las columnas, vigas y losas bajo el desplazamiento de diseño, y proveer suficiente confinamiento y resistencia al corte en los elementos que entran en fluencia. De acuerdo con los requisitos de los artículos 21.11.1 a 21.11.3, se asume que las columnas y vigas entrarán en fluencia si los efectos combinados de las cargas gravitatorias mayoradas más el desplazamiento de diseño superan las correspondientes resistencias, o si no se calculan los desplazamientos de diseño. Los requisitos sobre armadura transversal y resistencia al corte se refieren a la carga axial que actúa sobre el elemento y si el elemento entrará o no en fluencia bajo el desplazamiento de diseño.

~~Los requisitos de detallado para los elementos que forman parte del sistema resistente a los esfuerzos horizontales asumen que los elementos pueden sufrir deformaciones que superen el límite de fluencia de los elementos sin una pérdida de resistencia significativa. No se requiere que los elementos que no forman parte del sistema resistente a los esfuerzos horizontales satisfagan todos los requisitos de detallado para los elementos en los cuales se confía para resistir los esfuerzos laterales. Sin embargo, éstos deberían ser capaces de resistir las cargas gravitatorias con los desplazamientos laterales correspondientes al nivel de diseño prescrito por el código vigente para el diseño sismorresistente. El desplazamiento de diseño se define en 21.1.~~

~~La sección 21.11 reconoce que los desplazamientos reales producidos por los esfuerzos sísmicos pueden ser mayores que los desplazamientos calculados usando los esfuerzos de diseño y los modelos de análisis habituales. El artículo 21.11.1 define un desplazamiento nominal que se utiliza a los fines de prescribir los requisitos de detallado. Esta sección fue revisada luego del código 1995 para reflejar el cambio de un enfoque de diseño por tensiones admisibles a un enfoque de diseño por resistencia que se ha introducido en los códigos vigentes para el diseño sismorresistente.^{21.2} Los desplazamientos reales pueden superar los valores de 21.11.1. El artículo 21.11.2 indica requisitos de detallado cuya intención es lograr un sistema capaz de soportar las cargas gravitatorias incursionando en el rango inelástico de forma moderada. El artículo 21.11.3 indica requisitos de detallado cuya intención es lograr un sistema capaz de soportar las cargas gravitatorias bajo desplazamientos más importantes.~~

~~Los modelos utilizados para determinar las deformaciones el desplazamiento de diseño de un edificio se deberían seleccionar de manera de obtener resultados que limiten de forma conservadora los valores que se anticipan durante el sismo de diseño considerando los sistemas verticales, horizontales y diafragmas según corresponda y deberían incluir, según corresponda,~~

los efectos de la fisuración del hormigón, la flexibilidad de las fundaciones y la deformación de los diafragmas de los pisos y de la cubierta.

Para los factores de carga para las cargas gravitatorias, ver R9.2.

Motivo:

Ver el motivo expuesto en 21.1.

21.11.1

21.11.1 – Los elementos de un pórtico que se asume no contribuyen a la resistencia lateral se deben detallar de acuerdo con los artículos 21.11.2 o 21.11.3 dependiendo de la magnitud de los momentos inducidos en dichos elementos cuando están sujetos al desplazamiento de diseño δ_u . Si los efectos de ~~los desplazamientos de diseño δ_u~~ no se verifican explícitamente, estará permitido aplicar los requisitos del artículo 21.11.3. Para las losas armadas en dos direcciones sin vigas, las uniones losa-columna deberán satisfacer los requisitos del artículo 21.11.5.

Motivo:

Ver el motivo expuesto en 21.1.

R21.11.4

~~**R21.11.4** – El comportamiento no satisfactorio de~~ El daño sufrido por algunos edificios con ... Además de los requisitos del artículo 21.11.4, los elementos prefabricados de un pórtico que se asume no contribuyen a la resistencia lateral también deberían satisfacer lo establecido en los artículos 21.11.1 a 21.11.3, según corresponda.

21.11.5

Agregar un nuevo artículo:

21.11.5 – Para las uniones losa-columna de las losas armadas en dos direcciones sin vigas, la armadura de corte de la losa, la cual debe satisfacer los requisitos de 11.12.3 y proporcionar V_s mayor o igual que $3,5\sqrt{f'_c}b_o d$, se debe prolongar al menos cuatro veces el espesor de la losa a partir de la cara del apoyo, a menos que se satisfagan (a) o (b):

- (a) Los requisitos de 11.12.6 usando el corte de diseño V_u y el momento inducido transferido entre la losa y la columna bajo el desplazamiento de diseño;
- (b) La relación de desplazamientos de piso de diseño es menor o igual que el mayor valor entre 0,005 y $[0,035 - 0,05 (V_u/\phi V_c)]$.

La relación de desplazamientos de piso de diseño se debe adoptar como la mayor de las relaciones de desplazamientos de piso de diseño de los pisos adyacentes por encima y por debajo de la unión losa-columna. V_c se define en el artículo 11.12.2. V_u es el esfuerzo de corte mayorado en la sección crítica de la losa correspondiente a acción en dos direcciones, calculado

para la combinación de cargas $1,2D + 1,0L + 0,2S$. Está permitido reducir el factor de carga correspondiente a L a 0,5 de acuerdo con el artículo 9.2.1(a).

Agregar una nueva Figura R21.11.5:

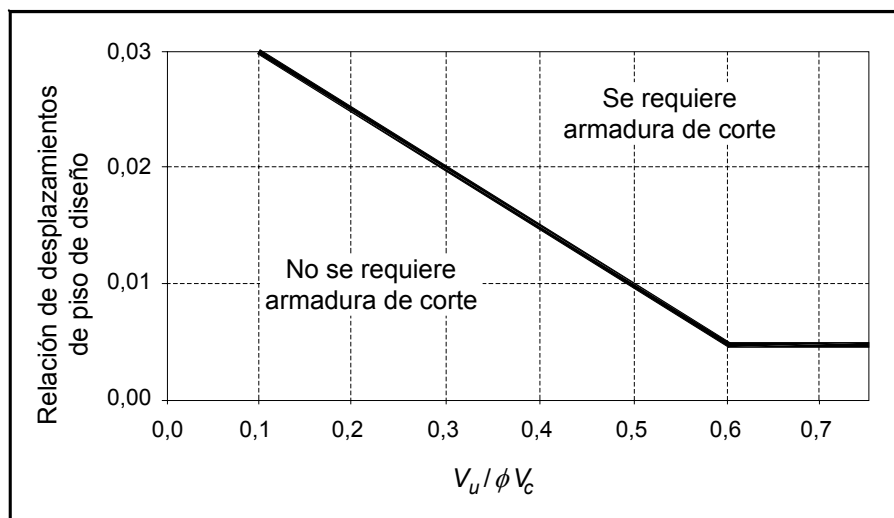


Figura R21.11.5 – Ilustración del criterio del artículo 21.11.5(b)

Motivo:

Ver el motivo expuesto en 21.1.

R21.11.5

R21.11.5 – En el código 2005 se introdujeron requisitos para la armadura de corte en las uniones losa-columna con el objetivo de reducir la probabilidad de la ocurrencia de fallas por corte por punzonamiento. Se requiere armadura de corte a menos que se satisfagan (a) o (b).

El artículo 21.11.5(a) requiere el cálculo de la tensión de corte debida al esfuerzo de corte mayorado y el momento inducido de acuerdo con 11.12.6.2. El momento inducido es el momento que se calcula ocurrirá en la unión losa-columna cuando ésta sea sometida al desplazamiento de diseño. El artículo 13.5.1.2 y su comentario contienen lineamientos para seleccionar la rigidez de la unión losa-columna a los fines de este cálculo.

El artículo 21.11.5(b) no requiere el cálculo de los momentos inducidos, y se basa en investigaciones^{21.x1, 21.x2} que han identificado la probabilidad de la ocurrencia de una falla por corte por punzonamiento considerando la relación de desplazamientos de piso y el corte debido a las cargas gravitatorias. La Figura R21.11.5 ilustra este requisito. El requisito se puede satisfacer agregando armadura de corte en la losa, aumentando el espesor de la losa, modificando el diseño de manera de reducir la relación de desplazamientos de piso de diseño, o bien aplicando una combinación de estos métodos.

Si se utilizan capiteles, ábacos u otros cambios de espesor en la losa, los requisitos de 21.11.5 se deben evaluar en todas las potenciales secciones críticas, tal como se requiere en el artículo 11.12.1.2.

21.x1 Megally, S. y Ghali, A., "Punching Shear Design of Earthquake Resistant Slab-Column Connections," *ACI Structural Journal*, V. 97, No. 5, Setiembre-Octubre 2000, pp. 720-230.

21.x2 Moehle, J.P., "Seismic Design Considerations for Flat Plate Construction," *Mete A. Sozen Symposium: a Tribute from his Students*, ACI SP-162, J.K. Wight y M.E. Kreger, Editores, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1996, pp. 1-35.

Motivo:

Ver el motivo expuesto en 21.1.

APÉNDICE D

D.1

Resistencia al arrancamiento del hormigón – Resistencia correspondiente a la formación de un trozo suelto de hormigón detrás de ~~un~~ anclajes cortos y rígidos ~~con una base empotrada~~ que se desplazan en la dirección opuesta al corte aplicado.

Motivo:

Proveer una ecuación para calcular la resistencia nominal al arrancamiento del hormigón para un grupo de anclajes.

Profundidad efectiva de empotramiento – Profundidad total en la cual el anclaje transfiere un esfuerzo hacia o desde el hormigón que lo rodea. Normalmente la profundidad efectiva de empotramiento será la profundidad de la superficie de falla del hormigón en las aplicaciones traccionadas. Para los bulones de anclaje con cabeza y los pernos con cabeza hormigonados in situ, la profundidad efectiva de empotramiento se mide a partir de la superficie de contacto de la cabeza. (Ver Figura RD-0.)

Motivo:

Aclaración de tipo editorial.

D.2.3

D.2.3 – Se incluyen los pernos con cabeza y los bulones con cabeza que tienen una geometría para la cual se ha demostrado que se obtiene una resistencia al arrancamiento en hormigón no fisurado mayor o igual que $1,4N_p$ (donde N_p está dado por la Ecuación (D-13 15)). Se incluyen los bulones con gancho que tienen una geometría para la cual se ha demostrado que se obtiene una resistencia al arrancamiento en hormigón no fisurado, sin el beneficio de la fricción, mayor o igual que $1,4N_p$ (donde N_p está dado por la Ecuación (D-14 16)). Se incluyen los anclajes instalados en hormigón endurecido...

Motivo:

Aclaración de tipo editorial.

D.4.1.2

D.4.1.2 – En las Ecuaciones (D-1) y (D-2), los valores de ϕN_n y ϕV_n son las menores resistencias de diseño determinadas para todos los modos de falla correspondientes. El valor de ϕN_n es la menor resistencia a tracción de diseño de un anclaje o grupo de anclajes determinada considerando: ~~ϕN_{sa} o ϕN_s~~ , $\phi n N_{pn}$, ya sea ϕN_{sb} o ϕN_{sbg} , y ya sea ϕN_{cb} o ϕN_{cbg} . El valor de ϕV_n es la menor resistencia al corte de diseño de un anclaje o grupo de anclajes determinada considerando: ~~ϕV_{sa} o ϕV_s~~ , ya sea ϕV_{cb} o ϕV_{cbg} , y ya sea ϕV_{cp} o ϕV_{cpq} .

Motivo:

Aclaración de tipo editorial.

D.5.2.1

D.5.2.1 – La resistencia nominal al desprendimiento por tracción del hormigón, N_{cb} o N_{cbg} , de un único anclaje o grupo de anclajes debe ser menor o igual que:

(a) para un único anclaje:

$$\cancel{N_{cb} = \frac{A_N}{A_{No}} \psi_2 \psi_3 N_b} \quad N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} N_b \quad (D-4)$$

(b) para un grupo de anclajes:

$$\cancel{N_{cbg} = \frac{A_N}{A_{No}} \psi_1 \psi_2 \psi_3 N_b} \quad N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ec,N} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} N_b \quad (D-5)$$

Los factores $\psi_{ec,N}$, $\psi_{ed,N}$ y $\psi_{c,N}$ se definen en D.5.2.4, D.5.2.5 y D.5.2.6, respectivamente. ~~A_N~~ A_{Nc} es el área proyectada de la superficie de falla del hormigón de un único anclaje o grupo de anclajes que se aproxima como la base de la figura geométrica rectilínea que resulta de proyectar la superficie de falla $1,5h_{ef}$ hacia fuera a partir de las líneas de centro del anclaje o, en el caso de un grupo de anclajes, a partir de una línea que atraviesa una fila de anclajes adyacentes. ~~A_N~~ A_{Nc} no debe ser mayor que ~~nA_{No}~~ nA_{Nco} , donde n es el número de anclajes traccionados en el grupo. ~~A_{No}~~ A_{Nco} es el área proyectada de la superficie de falla del hormigón de un único anclaje alejado de los bordes con una distancia al borde mayor o igual $1,5h_{ef}$.

$$\cancel{A_{No} = 9h_{ef}^2} \quad A_{Nco} = 9h_{ef}^2 \quad (D-6)$$

Motivo:

El Apéndice D de ACI 318-02 asume que los anclajes con una distancia al borde mayor o igual que $1,5h_{ef}$ desarrollan la resistencia básica al desprendimiento por tracción del hormigón. La

experiencia y los ensayos realizados demuestran que muchos anclajes de expansión controlados por el torque y controlados por el desplazamiento y algunos anclajes rebajados requieren una distancia al borde mayor que $1,5h_{ef}$ para satisfacer este requisito en hormigón no fisurado sin armadura suplementaria para controlar el hendimiento. Durante su instalación estos tipos de anclajes introducen tensiones de tracción por compresión diametral en el hormigón, tensiones que aumentan durante la aplicación de las cargas y pueden provocar una falla prematura por hendimiento. El cambio incorpora un factor de modificación para estos tipos de anclajes con el objetivo de impedir la falla por hendimiento cuando no se dispone armadura suplementaria para controlar el hendimiento.

D.5.2.2

D.5.2.2 – La resistencia básica al desprendimiento por tracción del hormigón N_b de un único anclaje en hormigón fisurado N_b debe ser menor o igual que

$$\underline{N_b = k_c \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5}} \quad \underline{N_b = k \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5}} \quad (D-7)$$

donde

$$\begin{aligned} \underline{k_c} \quad k &= 24 \text{ para los anclajes hormigonados in situ; y} \\ \underline{k_c} \quad k &= 17 \text{ para los anclajes instalados en hormigón endurecido.} \end{aligned}$$

Estará permitido aumentar el valor de k_c para los anclajes instalados en hormigón endurecido a un valor mayor que 17 en base a ensayos específicos del producto de acuerdo con ACI 355.2, pero en ningún caso puede ser mayor que 24.

Alternativamente, para los pernos con cabeza y bulones con cabeza hormigonados in situ con $11 \text{ in.} \leq h_{ef} \leq 25 \text{ in.}$, ~~la resistencia básica al desprendimiento del hormigón de un único anclaje traccionado en hormigón fisurado N_b~~ debe ser menor o igual que

$$N_b = 16 \sqrt{f'_c} h_{ef}^{5/3} \quad (D-8)$$

Motivo:

Aclarar el diseño de los anclajes instalados en hormigón endurecido utilizados en hormigón fisurado y no fisurado en el cuerpo principal del código y no en el comentario.

RD.5.2.2

Segundo párrafo

Los valores de k_c en la Ecuación (D-7) se determinaron a partir de una gran base de datos de resultados de ensayos en hormigón no fisurado^{D.9} correspondientes al percentil 5. Los valores se ajustaron a valores k_c correspondientes a hormigón fisurado.^{D.10, D.19} Se pueden permitir valores de k_c mayores para los anclajes instalados en hormigón endurecido, siempre que hayan sido determinados mediante ensayos de aprobación de productos de acuerdo con ACI 355.2. ~~Cuando se utilizan valores de k tomados de informes de aprobación de productos en base a ACI 355.2, ψ_2 se debe adoptar igual a 1,0 ya que los resultados de ensayos de aprobación de productos de acuerdo con ACI 355.2 publicados proporcionan valores de k específicos para hormigón fisurado~~

~~o no fisurado.~~ Para los anclajes con empotramiento profundo ($h_{ef} > 11$ in.), ~~algunos ensayos la evidencia experimental indican~~ que el uso de $h_{ef}^{1.5}$ puede ser excesivamente conservador en algunos casos. Muchos ensayos fueron realizados con agregados seleccionados para aplicaciones especiales. Se incluye una expresión alternativa [Ecuación (D-8)] que utiliza $h_{ef}^{5/3}$ para evaluar los anclajes hormigonados in situ con $11 \text{ in.} \leq h_{ef} \leq 25 \text{ in.}$ El límite de 25 in. corresponde al rango superior de los datos de ensayo. Esta expresión también puede ser adecuada para algunos anclajes rebajados instalados en hormigón endurecido. Sin embargo, ~~D.4.2 se debería utilizar junto con resultados de ensayos que justifiquen su aplicación para tales anclajes el uso de la Ecuación D-8 se debería justificar mediante resultados de ensayos de acuerdo con D.4.2.~~

Motivo:

Ver el motivo expuesto en D.5.2.2.

D.5.2.3

~~D.5.2.3 – Para el caso especial de los anclajes que se utilizan en una aplicación con tres o cuatro bordes donde además la mayor distancia al borde sea $c_{max} \leq 1.5h_{ef}$, la profundidad de empotramiento. Cuando los anclajes están ubicados a menos de $1.5h_{ef}$ de tres o más bordes, el valor de h_{ef} utilizado en las Ecuaciones (D-4) (D-6) a (D-11) debe ser menor o igual que $c_{max}/1.5$ el mayor valor entre $c_{a,max}/1.5c$ y un tercio de la máxima separación entre los anclajes del grupo.~~

Motivo:

Aclarar la magnitud de h_{ef} modificado para calcular la resistencia al desprendimiento del hormigón.

RD.5.2.3

~~RD.5.2.3 – Para los anclajes influenciados por tres o más bordes en los cuales cualquiera de las distancias a un borde es menor que ubicados a una distancia menor que $1.5h_{ef}$ de tres o más bordes, la resistencia al desprendimiento por tracción del hormigón calculada aplicando el Método CCD habitual, el cual constituye la base de las Ecuaciones (D-7) (D-4) a (D-8) (D-11), se obtienen resultados que pueden provocar confusión excesivamente conservadores.~~ ^{D.20} Esto se debe a que las definiciones habituales de A_{Nc} / A_{Nco} no reflejan correctamente los efectos de los bordes. Sin embargo, si el valor de h_{ef} se limita a $c_{max}/1.5$ siendo c_{max} la mayor de las distancias a los bordes menores o iguales que el valor real $1.5h_{ef}$, este problema se corrige. Este problema se corrige limitando el valor de h_{ef} utilizado en las Ecuaciones (D-4) a (D-11) a $c_{a,max}/1.5$, donde $c_{a,max}$ es la mayor de las distancias a los bordes que son menores o iguales que el valor real de $1.5h_{ef}$. En ningún caso $c_{a,max}$ se debe adoptar menor que un tercio de la máxima separación entre los anclajes del grupo. El límite que establece que h_{ef} debe ser como mínimo un tercio de la máxima separación entre los anclajes del grupo evita que el diseñador utilice una resistencia calculada en base a prismas de desprendimiento individuales en el caso de una configuración de anclajes en grupo. Como lo indica Lutz,^{D.20} este valor límite de h_{ef} es el que se debe utilizar en las Ecuaciones (D-6) a (D-11).

Este enfoque se comprende mejor cuando se lo aplica a un caso real se ilustra en la Figura RD.5.2.3. La Figura RD.5.2.3 ilustra cómo la superficie de falla tiene la misma área, cualquiera sea el empotramiento, más allá del límite propuesto para h_{ef} (h'_{ef} en la figura). En este ejemplo, el límite propuesto para el valor de h_{ef} a utilizar en los cálculos donde $h_{ef} = c_{a,max}/1,5$ $h_{ef} = c_{a,max}/1,5$ da como resultado $h_{ef} = h'_{ef} = 4 \text{ in.}/1,5 = 2,67 \text{ in.}$ Para este ejemplo, este sería el valor correcto de h_{ef} a utilizar para calcular la resistencia, aún cuando la profundidad de empotramiento real fuera mayor.

El requisitos de D.5.2.3 se puede visualizar moviendo la superficie real de desprendimiento del hormigón, la cual se origina en h_{ef} real, hacia la superficie del hormigón paralela a la carga de tracción aplicada. El valor de h_{ef} utilizado en las Ecuaciones (D-4) a (D-11) queda determinado donde: (a) los límites exteriores de la superficie de falla primero intersecan un borde libre; o bien (b) la intersección de la superficie de desprendimiento entre anclajes del grupo primero interseca la superficie del hormigón. Para el ejemplo ilustrado en la Figura RD.5.2.3, el punto "A" define la intersección de la superficie de falla supuesta para limitar h_{ef} con la superficie de hormigón.

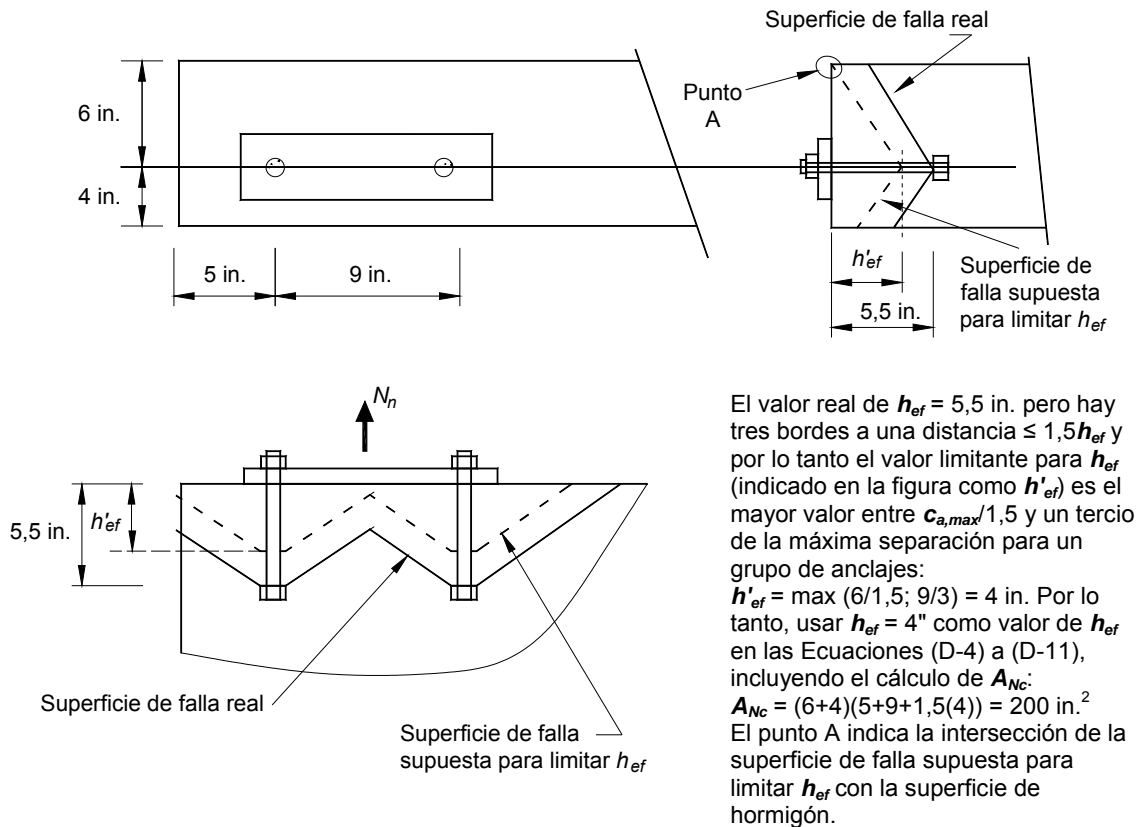


Figura RD.5.2.3 –Tracción en elementos angostos

Motivo:

Ver el motivo expuesto en D.5.2.3.

D.5.2.4

D.5.2.4 – El factor de modificación para grupos de anclajes con carga de tracción excéntrica es:

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2e'_N}{3h_{ef}}\right)} \leq 1,0 \quad \psi_1 = \frac{1}{\left(1 + \frac{2e'_N}{3h_{ef}}\right)} \leq 1,0 \quad (D-9)$$

~~La Ecuación (D-9) es válida para $e'_N \leq s/2$.~~

Si la carga sobre un grupo de anclajes es tal que sólo algunos de los anclajes están traccionados, en la determinación de la excentricidad e'_N a utilizar en la Ecuación (D-9) y para el cálculo de N_{cbg} en la Ecuación (D-5) sólo se deben considerar los anclajes traccionados.

En el caso que existan cargas con excentricidad respecto de dos ejes, se debe calcular individualmente el factor de modificación $\psi_{ec,N}$ ~~para~~ para cada eje y en la Ecuación (D-5) se debe utilizar el producto de estos factores como $\psi_{ec,N}$ ~~para~~.

Motivo:

Aclarar el cálculo de las excentricidades e'_N .

RD.5.2.4

RD.5.2.4 – La Figura RD.5.2.4(a) ilustra ~~la dimensión e'_N para grupos de anclajes en los cuales todos los anclajes están traccionados, pero con un esfuerzo resultante excéntrico~~ pero el esfuerzo resultante es excéntrico respecto de... Los grupos de anclajes también pueden estar cargados de manera tal que... ~~La Ecuación (D-9) se limita a los casos en los cuales $2e'_N \leq s/2$ para alertarle al diseñador que existe la posibilidad de que no todos los anclajes estén traccionados.~~

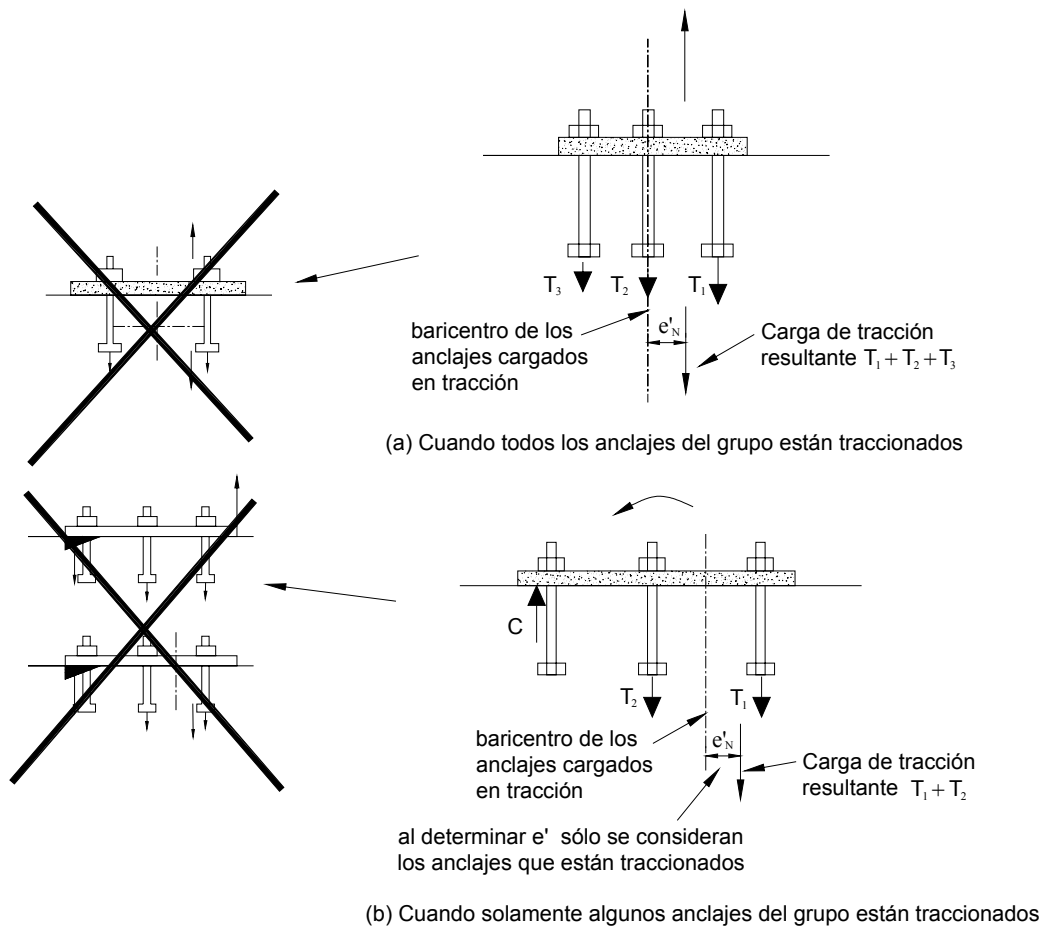


Figura RD.5.2.4 – Definición de e'_N para los grupos de anclajes

Motivo:

Ver el motivo expuesto en D.5.2.4.

D5.2.6

D.5.2.6 – Cuando un anclaje está ubicado Para los anclajes ubicados en una región de un elemento de hormigón donde el análisis indica que no habrá fisuración ($f_t < f_r$) a niveles de cargas de servicio, estará permitido utilizar el siguiente factor de modificación:

$\psi_{c,N} \psi_3 = 1,25$ para los anclajes hormigonados in situ

$\psi_{c,N} \psi_3 = 1,4$ para los anclajes instalados en hormigón endurecido, donde el valor de k_c utilizado en la Ecuación (D-7) es 17

Cuando el valor de k_c utilizado en la Ecuación (D-7) se toma de un informe de evaluación de productos de acuerdo con ACI 355.2 para anclajes instalados en hormigón endurecido calificados para utilizar tanto en hormigón fisurado como en hormigón no fisurado, los valores de k_c y $\psi_{c,N}$ se deben basar en el informe de evaluación del productos de acuerdo con ACI 355.2.

Cuando el valor de k_c utilizado en la Ecuación (D-7) se toma de un informe de evaluación de productos de acuerdo con ACI 355.2 para anclajes instalados en hormigón endurecido calificados para utilizar solamente en hormigón no fisurado, $\psi_{c,N}$ se debe adoptar igual a 1,0.

Si el análisis indica que hay fisuración a niveles de cargas de servicio, ψ_s $\psi_{c,N}$ se debe adoptar igual a 1,0 tanto para anclajes hormigonados in situ...

Motivo:

Ver el motivo expuesto en D.5.2.2.

D.5.2.7

Agregar un nuevo artículo D.5.2.7 y renumerar el artículo D.5.2.7 existente como D.5.2.8.

D.5.2.7 – El factor de modificación para anclajes instalados en hormigón endurecido diseñados para hormigón no fisurado de acuerdo con D.5.2.6 sin armadura suplementaria para controlar el hendidamiento es:

$$\psi_{cp,N} = 1,0 \quad \text{si } c_{a,min} \geq c_{ac} \quad (D-12)$$

$$\psi_{cp,N} = \frac{c_{a,min}}{c_{ac}} \geq \frac{1,5h_{ef}}{c_{ac}} \quad \text{si } c_{a,min} < c_{ac} \quad (D-13)$$

donde la distancia crítica, c_{ac} se define en D.8.6.

Para todos los demás casos, incluyendo los anclajes hormigonados in situ, $\psi_{cp,N}$ se debe adoptar igual a 1,0.

Nota: Cambiar la numeración de las Ecuaciones (D-12) a (D-29) y las referencias a estas ecuaciones, renumerándolas como Ecuaciones (D-14) a (D-31).

Motivo:

Ver el motivo expuesto en D.5.2.1.

RD.5.2.7

Agregar un nuevo artículo:

RD.5.2.7 – Los requisitos de diseño de la Sección D.5 se basan en la hipótesis de que se puede alcanzar la resistencia básica al desprendimiento del hormigón si la distancia mínima al borde, $c_{a,min}$, es igual a $1,5h_{ef}$. Sin embargo, resultados de ensayos^{D.XX} indican que muchos anclajes de expansión controlados por el torque y controlados por el desplazamiento y algunos anclajes rebajados requieren distancias mínimas a los bordes mayores que $1,5h_{ef}$ para alcanzar la resistencia básica al desprendimiento del hormigón cuando son ensayados en hormigón no fisurado sin armadura suplementaria para controlar el hendidamiento. Cuando se aplica una carga de tracción, las tensiones de tracción resultantes en el extremo embebido del anclaje se suman a las tensiones de tracción inducidas debido a la instalación del anclaje, y es posible que ocurra

una falla por hendimiento antes de alcanzar la resistencia al desprendimiento del hormigón definida en D.5.2.1. Para tomar en cuenta este potencial modo de falla por hendimiento, la resistencia básica al desprendimiento del hormigón se reduce multiplicando por un factor $\psi_{cp,N}$ si $c_{a,min}$ es menor que la distancia al borde crítica c_{ac} . Si se dispone armadura suplementaria para controlar el hendimiento o si los anclajes están ubicados en una región en la cual el análisis indica que habrá fisuración del hormigón bajo cargas de servicio, el factor de reducción $\psi_{cp,N}$ se considera igual a 1,0. La presencia de armadura suplementaria para controlar el hendimiento no afecta la selección de la Condición A o B en las secciones D.4.4 o D.4.5.

D.XX Asmus, J., "Verhalten von Befestigungen bei der Versagensart Spalten des Betons (Behavior of Fastenings with the Failure Mode Splitting of Concrete)," Disertación, Universidad de Stuttgart, Alemania, 1999.

Motivo:

Ver el motivo expuesto en D.5.2.1.

D.5.3.4

D.5.3.4 – La resistencia al arrancamiento por tracción de un único perno con cabeza o bulón con cabeza, N_p , a utilizar en la Ecuación ~~(D-12)~~ (D-14) debe ser ...

Motivo:

Aclaración de tipo editorial.

RD.5.3.4

RD.5.3.4 – La Ecuación ~~(D-13)~~ (D-15) corresponde a la carga a la cual se comienza a aplastar el hormigón debajo de la cabeza del anclaje...

Motivo:

Aclaración de tipo editorial.

D.5.3.5

D.5.3.5 – La resistencia al arrancamiento por tracción de un único bulón con gancho, N_p , a utilizar en la Ecuación ~~(D-12)~~ (D-14) debe ser ...

Motivo:

Aclaración de tipo editorial.

RD.5.3.5

RD.5.3.5 – La Ecuación ~~(D-14)~~ (D-16) para bulones con gancho fue desarrollada por Lutz en base a los resultados de la Referencia...

Motivo:

Aclaración de tipo editorial.

D.5.4.2

...donde s es la separación de los anclajes exteriores a lo largo del borde en el grupo; y N_{sb} se obtiene de la Ecuación ~~(D-15)~~ (D-17) sin modificación por distancia perpendicular...

Motivo:

Aclaración de tipo editorial.

D.6.1.2

D.6.1.2 – La resistencia nominal al corte V_s de un único anclaje o grupo de anclajes V_{sa} debe ser menor o igual que lo indicado en los ítems (a) a (c):

- (a) para pernos con cabeza hormigonados in situ:

$$\underline{V_{sa} = nA_{se}f_{uta}} \quad \underline{V_s = nA_{se}f_{ut}} \quad (D-19)$$

donde n es el número de anclajes en el grupo y f_{uta} se debe adoptar menor o igual que el menor valor entre $1,9f_{ya}$ y 125.000 psi. ~~donde f_{ut} se debe adoptar menor o igual que $1,9f_y$ o 125.000 psi.~~

- (b) para bulones con cabeza y bulones con gancho hormigonados in situ y para anclajes instalados en hormigón endurecido en los cuales las camisas no se extienden a través del plano de corte:

$$\underline{V_{sa} = n0,6A_{se}f_{uta}} \quad \underline{V_s = n0,6A_{se}f_{ut}} \quad (D-20)$$

donde n es el número de anclajes en el grupo y f_{uta} se debe adoptar menor o igual que el menor valor entre $1,9f_{ya}$ y 125.000 psi. ~~donde f_{ut} se debe adoptar menor o igual que $1,9f_y$ o 125.000 psi.~~

- (c) para anclajes instalados en hormigón endurecido en los cuales las camisas se extienden a través del plano de corte, V_{se} se debe basar en los resultados de ensayos realizados y evaluados de acuerdo con ACI 355.2. Alternativamente, se permite utilizar la Ecuación (D-20).

$$\underline{V_s = n(0,6A_{se}f_{ut} + 0,4A_{sc}f_{utsl})} \quad (D-19)$$

donde f_{ut} se debe adoptar menor o igual que $1,9f_y$ o 125.000 psi.

Motivo:

Exigir la realización de ensayos para aquellos casos en los cuales se considera la resistencia al corte de las camisas de los anclajes instalados en hormigón endurecido.

D.6.2.1

D.6.2.1 – La resistencia nominal al desprendimiento por corte del hormigón, V_{cb} o V_{cbg} , de un único anclaje o grupo de anclajes debe ser menor o igual que:

- (a) para esfuerzo de corte perpendicular al borde en un único anclaje:

$$V_{cb} = \frac{A_v}{A_{Vo}} \psi_6 \psi_7 V_b \quad V_{cb} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \psi_{ed,V} \psi_{c,V} V_b \quad (D-21)$$

- (b) para esfuerzo de corte perpendicular al borde en un grupo de anclajes:

$$V_{cbg} = \frac{A_v}{A_{Vo}} \psi_5 \psi_6 \psi_7 V_b \quad V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \psi_{ec,V} \psi_{ed,V} \psi_{c,V} V_b \quad (D-22)$$

- (c) para esfuerzo de corte paralelo a un borde, está permitido adoptar V_{cb} o V_{cbg} como dos veces el valor ~~para el~~ del esfuerzo de corte determinado mediante las Ecuaciones (D-21) o (D-22), respectivamente, asumiendo que el esfuerzo de corte actúa perpendicular al borde y considerando ψ_6 $\psi_{ed,V}$ igual a 1,0.
- (d) para los anclajes ubicados en una esquina, la resistencia nominal al desprendimiento del hormigón limitante...

Los factores $\psi_{ec,V}$, $\psi_{ed,V}$ y $\psi_{c,V}$ se definen en D.6.2.5, D.6.2.6 y D.6.7, respectivamente. V_b es la resistencia básica al desprendimiento del hormigón para un único anclaje. ~~A_v~~ A_{Vc} es el área proyectada de la superficie de falla en el lateral del elemento de hormigón en su borde para un único anclaje o grupo de anclajes. Está permitido evaluar A_{Vc} ~~esta área~~ como la base de una semipirámide truncada proyectada en la cara lateral del elemento donde la parte superior de la semipirámide está dada por el eje de la fila de anclajes seleccionada como crítica. El valor de c_4 c_{a1} se debe tomar como la distancia entre el borde y este eje. ~~A_v~~ A_{Vc} no debe ser mayor que ~~nA_{Vo}~~ nA_{Vco} , siendo n el número de anclajes en el grupo.

~~A_{Vo}~~ A_{Vco} es el área proyectada para un único anclaje en un elemento de gran altura con una distancia a los bordes mayor o igual que $1,5c_{a1}$ alejado de los bordes en la dirección perpendicular al esfuerzo de corte. Está permitido evaluar A_{Vco} ~~esta área~~ como la base de una semipirámide con una longitud del lado paralelo al borde igual ~~$3c_4$~~ $3c_{a1}$ a y una profundidad igual a ~~$1,5c_4$~~ $1,5c_{a1}$.

$$A_{Vo} = 4,5(c_1)^2 \quad A_{Vco} = 4,5(c_{a1})^2 \quad (D-23)$$

Cuando los anclajes están ubicados a diferentes distancias del borde y los anclajes están soldados al dispositivo de fijación de manera de distribuir el esfuerzo a todos los anclajes, está permitido evaluar la resistencia en base a la distancia a la fila de anclajes más alejada del borde. En este caso, el valor de c_4 c_{a1} se puede basar en la distancia entre el borde y el eje de la fila de anclajes más alejada que se seleccione como crítica, y se asume que todo el corte es soportado exclusivamente por esta fila crítica de anclajes.

Motivo:

Aclarar cómo se debe evaluar la resistencia al desprendimiento del hormigón por corte cuando los anclajes están cargados de manera paralela a un borde.

RD.6.2.1

Primer párrafo

Las ecuaciones para la resistencia al corte fueron desarrolladas a partir del Método CCD. Ellas suponen un ángulo del cono de desprendimiento de aproximadamente 35 grados (Ver Figura RD.4.2.2(b)), y consideran la teoría de la mecánica de fallas. Los efectos de los anclajes múltiples, la separación de los anclajes, las distancias a los bordes y el espesor del elemento de hormigón sobre la resistencia nominal al desprendimiento del hormigón por corte se incluyen aplicando el factor de reducción A_v/A_{ve} A_{vc}/A_{vco} en las Ecuaciones ~~(D-20)~~ (D-21) y ~~(D-21)~~ (D-22), y ψ_s $\psi_{ec,v}$ en la Ecuación ~~(D-24)~~ (D-22). Para los anclajes alejados del borde, generalmente el artículo D.6.2 no será determinante. Para estos casos, con frecuencia resultan determinantes los artículos D.6.1 y D.6.3.

Figura RD.6.2.1(a) – Cambiar ϵ_4 por c_{a1} y A_{ve} por A_{vco} .

Figura RD.6.2.1(b) – Cambiar ϵ_4 por c_{a1} , ϵ_2 por c_{a2} , h por h_a y A_v por A_{vc} .

Figura RD.6.2.1(d) – Cambiar ϵ_4 por c_{a1} y ϵ_2 por c_{a2} .

Segundo párrafo

La Figura RD.6.2.1(a) muestra A_{ve} A_{vco} y el desarrollo de la Ecuación ~~(D-22)~~ (D-23). A_{ve} A_{vco} es el área máxima proyectada para ... configuraciones de uno o múltiples anclajes. A_v A_{vc} aproxima el área superficial total del cono de desprendimiento para una configuración particular de los anclajes. Debido a que A_v A_{vc} es el área proyectada total para un grupo de anclajes, y A_{ve} A_{vco} es el área para un único anclaje...

Motivo:

Consolidar términos similares y eliminar términos innecesarios.

Tercer párrafo

~~La hipótesis ilustrada en el ejemplo superior derecho de la Figura RD.6.2.1(b), para el caso de dos anclajes perpendiculares al borde, es una interpretación conservadora de la distribución del esfuerzo de corte en una base elástica. Cuando se utiliza la Ecuación (D-22) para grupos de anclajes solicitados a corte, se deberían considerar las dos hipótesis de distribución de cargas ilustradas en el ejemplo del lado derecho de la Figura RD.6.2.1(b) ya que es posible que los anclajes más próximos al borde fallen primero o bien que todo el grupo falle en su conjunto con la superficie de falla originándose a partir de los anclajes más alejados del borde. Si los anclajes se sueldan a una placa común, cuando el anclaje más próximo al borde frontal comience a formar un cono de falla, la carga de corte sería transferida al anclaje posterior, más rígido y resistente. Por este motivo, para los anclajes soldados a una placa común no es necesario considerar el modo de falla ilustrado en la figura superior derecha de la Figura RD.6.2.1(b). Para los casos en los cuales la resistencia nominal no está controlada por elementos de acero dúctil, el artículo D.3.1 requiere que los efectos de las cargas sean determinados mediante análisis elástico. El enfoque del PCI Design Handbook^{D.17} sugiere, en su artículo 6.5.2.2., considerar la capacidad incrementada de los anclajes alejados del borde. Dado que éste es un enfoque razonable, suponiendo que los anclajes están lo suficientemente separados para que las superficies de falla~~

por corte no se intersequen,^{D.11} el artículo D.6.2 permite este procedimiento. Si las superficies de falla no se intersecan, como generalmente ocurre si la separación de los anclajes s es mayor o igual que $4,5c_{a1}$, después de la formación de la superficie de falla próxima al borde, la mayor capacidad del anclaje más alejado resistiría la mayor parte de la carga...

En la segunda "nota," borrar la frase "que sólo se aplica cuando los anclajes están rígidamente conectados a los dispositivos de fijación." Además, agregar una nueva oración final a la nota: "cuando los anclajes están rígidamente conectados al dispositivo de fijación solamente es necesario considerar esta hipótesis."

Motivo:

Proveer lineamientos para el cálculo de la resistencia nominal al desprendimiento del hormigón por corte para el caso de los grupos de anclajes.

Último párrafo

En la Figura RD.6.2.1(c) se ilustra el caso de un esfuerzo de corte paralelo a un borde. Puede presentarse algún caso especial en el cual haya un esfuerzo de corte paralelo al borde próximo a una esquina. En el ejemplo correspondiente a un único anclaje próximo a una esquina (Ver Figura RD.6.2.1(d)), además de los requisitos para corte en la dirección paralela al borde, también se deberían verificar los requisitos para corte en la dirección de la carga donde la distancia al borde lateral c_2 es mayor o igual que el 40 por ciento de la distancia c_1 en la dirección de la carga, la resistencia al corte paralela a dicho borde se puede calcular directamente mediante las Ecuaciones (D-20) y (D-21) usando c_1 en la dirección de la carga.

Motivo:

Aclarar cómo evaluar la resistencia al desprendimiento del hormigón por corte cuando los anclajes están cargados en forma paralela a un borde.

D.6.2.4

D.6.2.4 – ~~Para el caso especial de~~ Cuando los anclajes están afectados por tres o más bordes, el valor de la distancia al borde c_{a1} utilizado en las Ecuaciones (D-22), (D-23), (D-24), (D-25) y (D-26) (D-23) a (D-28) se debe limitar a $h/1,5$ debe ser menor o igual que el mayor valor entre: $c_{a2}/1,5$ en cualquiera de ambas direcciones, $h_a/1,5$ y un tercio de la máxima separación entre los anclajes en el grupo.

Motivo:

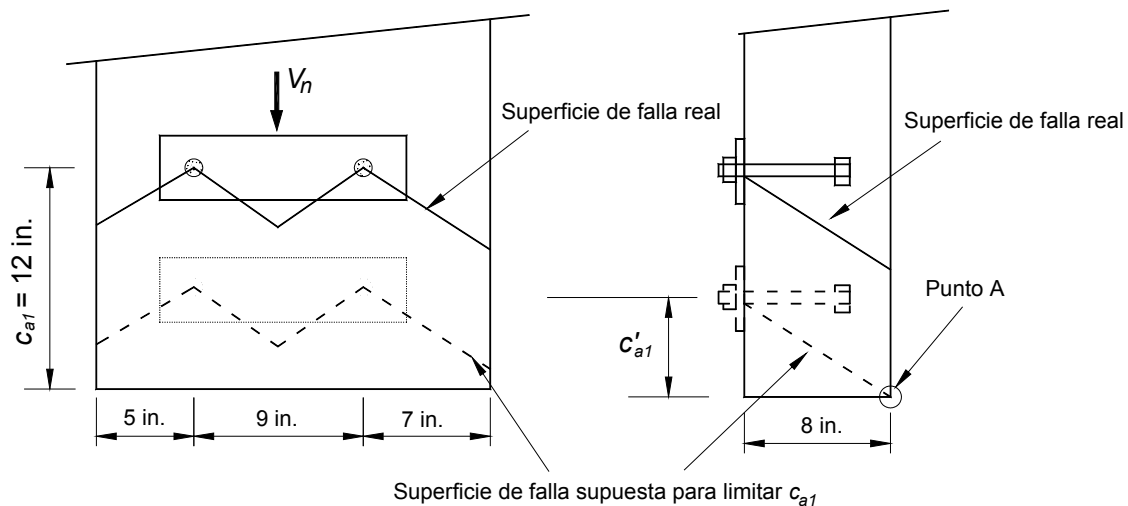
Aclarar el cálculo de la resistencia al desprendimiento del hormigón por corte cerca de tres o cuatro bordes.

RD.6.2.4

RD.6.2.4 – Para los anclajes afectados por tres o más bordes, cuando cualquiera de las distancias a los bordes es menor que $1,5c_{a1}$ ~~$4,5c_{a1}$~~ , con la resistencia al desprendimiento por corte calculada mediante el Método CCD básico, método que constituye la base para las Ecuaciones ~~(D-20) y (D-24) (D-21) a (D-28)~~, se obtienen resultados seguros pero ~~que pueden provocar confusión excesivamente conservadores~~. Estos casos especiales fueron estudiados mediante el Método κ ^{D.14}

y el problema fue señalado por Lutz.^{D.20} De manera similar, con el enfoque utilizado para los desprendimientos por corte en D.5.2.3, la evaluación de la capacidad es correcta si el valor de c_{a1} ~~a utilizar~~ utilizado en las Ecuaciones (D-20) a (D-27) (D-21) a (D-28) se limita a $h/1,5$ al mayor valor entre $c_{a2}/1,5$ en cada dirección, $h_a/1,5$ y un tercio de la máxima separación entre los anclajes en el grupo. El límite que establece que c_{a1} ~~debe ser como mínimo un tercio de la máxima separación entre los anclajes en el grupo~~ evita que el diseñador utilice una resistencia calculada en base a prismas de desprendimiento individuales en el caso de una configuración de anclajes en grupo.

Este enfoque se ilustra en la Figura RD.6.2.4. En este ejemplo, el límite para el valor de c_{a1} es el mayor valor entre $c_{a2}/1,5$ en cada dirección, $h_a/1,5$ y un tercio de la máxima separación entre los anclajes en el grupo; por lo tanto este límite es igual a $c'_{a1} = 5,33$ in. Para este ejemplo 5,33 in. sería el valor correcto de c_{a1} a utilizar para el cálculo de V_{cb} o V_{cbq} aún si la distancia al borde hacia el cual realmente se dirige el corte fuese mayor. El requisito del artículo D.6.2.4 se puede visualizar moviendo la superficie real de desprendimiento del hormigón, la cual se origina en c_{a1} real, hacia la superficie del hormigón en la dirección de la carga de corte aplicada. El valor de c_{a1} utilizado en las Ecuaciones (D-21) a (D-28) queda determinado donde: (a) los límites exteriores de la superficie de falla primero intersecan un borde libre; o bien (b) la intersección de la superficie de desprendimiento entre anclajes del grupo primero interseca la superficie del hormigón. Para el ejemplo ilustrado en la Figura RD.6.2.4, el punto "A" define la intersección de la superficie de falla supuesta para limitar c_{a1} con la superficie de hormigón.



El valor real de $c_{a1} = 12$ in. pero dos bordes ortogonales c_{a2} y h están a una distancia $\leq 1,5c_{a1}$ y por lo tanto el valor limitante para c_{a1} (indicado en la figura como c'_{a1}) es el mayor valor entre $c_{a2,max}/1,5$; $h/1,5$ y un tercio de la máxima separación para un grupo de anclajes: $c'_{a1} = \max(7/1,5; 8/1,5; 9/3) = 5,33$ in.

Por lo tanto, usar $c'_{a1} = 5,33$ in. en las Ecuaciones (D-20) a (D-27), incluyendo el cálculo de A_{vc} :

$$A_{vc} = (5+9+7)(1,5(5,33)) = 168 \text{ in.}^2 \text{ (es decir, el área de la sección transversal del elemento)}$$

El punto A indica la intersección de la superficie de falla supuesta para limitar c_{a1} con la superficie de hormigón.

Figura RD.6.2.4 – Corte cuando los anclajes son afectados por tres o más bordes.

Motivo:

Ver el motivo expuesto en D.6.2.4.

D.6.2.5

D.6.2.5 – El factor de modificación para grupos de anclajes con carga de corte excéntrica es:

$$\psi_s = \frac{1}{1 + \frac{2e'_v}{3c_1}} \leq 1 \quad \psi_{ec,V} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2e'_v}{3c_{a1}}\right)} \leq 1 \quad (D-26)$$

~~La Ecuación (D-25) es válida para $e'_v \leq s/2$.~~

Si la carga sobre un grupo de anclajes es tal que sólo algunos de los anclajes están solicitados a corte en la misma dirección, en la determinación de la excentricidad e'_v a utilizar en la Ecuación (D-26) y para el cálculo de V_{cbg} en la Ecuación (D-22) sólo se deben considerar aquellos anclajes solicitados a corte en la misma dirección.

Motivo:

Aclarar la excentricidad e'_v .

RD.6.2.5

RD.6.2.5 – Este artículo provee un factor de modificación para un esfuerzo de corte excéntrico actuando sobre un grupo de anclajes hacia un borde. Si la carga de corte se origina por encima del plano de la superficie de hormigón, primero se debería resolver el corte como un corte en el plano de la superficie del hormigón, con un momento que además puede provocar o no tracción en los anclajes, dependiendo del esfuerzo normal. La Figura RD.6.2.5 define el término e'_v para calcular el factor de modificación ~~ψ_s~~ $\psi_{ec,V}$ que toma en cuenta el hecho de que se aplica más esfuerzo de corte en un anclaje que en ~~el~~ los otros, lo cual tiende a hendir el hormigón cerca de un borde. ~~Si $e'_v \leq s/2$, el procedimiento CCD no es aplicable.~~

Motivo:

Ver el motivo expuesto en D.6.2.5.

D.6.3.1

D.6.3.1 – La resistencia nominal al arrancamiento del hormigón, V_{cp} o V_{cpq} debe ser menor o igual que:

para un único anclaje: $V_{cp} = k_{cp} N_{cb}$ (D-29)

para un grupo de anclajes: $V_{cpq} = K_{cp} N_{cbg}$ (D-30)

~~y N_{cb} y N_{cbg} se determinan mediante la Ecuación (D-4) y la Ecuación (D-5), respectivamente.~~

Motivo:

Ver el motivo expuesto en D.1.

D.8

".. deberán verificar los requisitos de D.8.1 a D.8.56,..."

Motivo:

Ver el motivo expuesto en D.5.2.1.

D.8.6

Agregar un nuevo artículo D.8.6 y renumerar el artículo D.8.6 existente como D.8.7.

D.8.6 – A menos que sea determinada a partir de ensayos de tracción de acuerdo con ACI 355.2, la distancia al borde crítica c_{ac} se deberá adoptar mayor o igual que:

<u>Anclajes rebajados</u>	<u>$2,5h_{ef}$</u>
<u>Anclajes controlados por el torque</u>	<u>$4h_{ef}$</u>
<u>Anclajes controlados por el desplazamiento</u>	<u>$4h_{ef}$</u>

Motivo:

Ver el motivo expuesto en D.5.2.1.

RD.8.6

Agregar un nuevo artículo:

RD.8.6 – La distancia al borde crítica c_{ac} se determina mediante el ensayo en esquina de ACI 355.2. Investigaciones realizadas indican que los requisitos del ensayo en esquina no se satisfacen con $c_{a,min} = 1,5h_{ef}$ para muchos anclajes de expansión y algunos anclajes rebajados, ya que durante la instalación de estos tipos de anclajes se introducen tensiones de tracción por compresión diametral en el hormigón, tensiones que aumentan durante la aplicación de las cargas y pueden provocar una falla prematura por hendimiento. Para permitir el diseño de estos tipos de anclajes en aquellos casos en los cuales no hay información específica del producto disponible, se proveen valores conservadores de c_{ac} a utilizar por defecto.

Motivo:

Ver el motivo expuesto en D.5.2.1.

SISTEMA MÉTRICO

2.1

- $A_{s,min}$ = área mínima de la armadura longitudinal para resistir torsión, mm², ver 11.6.5.3, Capítulo 11
- A_{sc} = área de la armadura principal de tracción en una ménsula o cartela, mm², ver 11.9.3.5, Capítulo 11
- $A_{v,min}$ = área mínima de armadura de corte en la separación s , mm², ver 11.5.5.3, Capítulo 11
- b_c = dimensión de la sección transversal del núcleo de una columna medida entre los centros de las ramas exteriores de la armadura transversal que comprende el área A_{sh} , mm, Capítulo 21
- B_u = carga de aplastamiento mayorada, N, Capítulo 22
- c_{ac} = distancia crítica al borde requerida para desarrollar la resistencia básica al desprendimiento del hormigón de un anclaje instalado en hormigón endurecido no fisurado, sin armadura suplementaria para controlar el hendimiento, mm, ver D.8.6, apéndice D
- E_p = módulo de elasticidad del acero de pretensado, MPa, ver 8.5.3, Capítulo 8
- M_{ef} M_{cre} = momento que produce fisuración por flexión en la sección debido a las cargas aplicadas externamente, mm-N, Capítulo 11
- M_{2s} = momento mayorado en un elemento comprimido, en el extremo en el cual actúa M_2 , debido a las cargas que provocan un desplazamiento lateral apreciable, calculado mediante un análisis elástico de primer orden, mm-N, Capítulo 10
- V_{cpq} = resistencia nominal al arrancamiento de un grupo de anclajes, N, ver D.6.3, apéndice D
- h_a h_{anc} = dimensión del dispositivo de anclaje o grupo único de dispositivos poco separados en la dirección de estallido considerada, mm, Capítulo 18

10.6.4

10.6.4 – La separación s de la armadura más próxima a ~~una superficie en tracción~~ la cara traccionada, s , debe ser menor o igual que el valor obtenido mediante la siguiente expresión:

$$s = \frac{95.000}{f_s} - 2,5c_c \quad s = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2,5c_c \quad (10-4)$$

pero nunca mayor que ~~$300(252/f_s)$~~ $300(280/f_s)$, donde c_c es la menor distancia entre la superficie de la armadura o acero de pretensado y la cara traccionada. Cuando haya una sola barra o alambre más próximo a la cara más traccionada, el valor de s que se debe utilizar en la Ecuación (10-4) será el ancho de la cara más traccionada.

La tensión f_s (~~en ksi~~) de la armadura más próxima a la cara traccionada bajo cargas de servicio se deberá calcular como el momento no mayorado dividido por el producto entre el área de acero y el brazo de palanca interno. Se permite adoptar f_s como ~~el 60 por ciento de la tensión de fluencia especificada~~ 2/3 de f_y .

Motivo:

Ver el motivo expuesto en R10.6.1.

R10.6.4

R10.6.4 – En la edición 2005 se actualizó esta sección para reflejar las mayores tensiones de servicio que ocurren en la armadura de flexión al utilizar las combinaciones de cargas introducidas en el código 2002. En esta sección se han reemplazado los requisitos para el factor z establecidos en la edición 1995 del código y ediciones anteriores. La separación máxima de las barras ~~ahora~~ se especifica directamente para controlar la fisuración.^{10.15,10.16,10.17} Para el caso habitual de las vigas con armadura de acero Grado 420 y 50 mm de recubrimiento libre de hormigón sobre la armadura principal, con $f_s = 250$ MPa 280MPa, la separación máxima de las barras es de 300 mm.

El ancho de las fisuras en las estructuras es altamente variable. ~~En las ediciones anteriores~~ En los códigos anteriores a la edición 1999, se establecían requisitos...

Motivo:

Ver el motivo expuesto en R10.6.1

R10.6.7

R10.6.7 – En los elementos solicitados a flexión relativamente altos, se debe colocar alguna armadura cerca de las caras verticales de la zona traccionada para controlar la fisuración en el alma.^{10.16 10.XX,10.YY} (Ver Figura R10.6.7)... En la edición 2005 se modificó esta sección para hacer que la separación de la armadura en las caras laterales sea consistente con la de la armadura de flexión. No se especifica el diámetro de la armadura de las caras laterales; las investigaciones indican que el factor principal es la separación de la armadura y no el diámetro de las barras.^{10.YY} Típicamente se colocan barras No. 10 a No. 16 (o armaduras soldadas de alambres con un área mínima de 210 mm²/m de profundidad. Cuando los requisitos para vigas de gran altura, tabiques o paneles prefabricados requieran más ~~acero~~ armadura, dichos requisitos (junto con los correspondientes requisitos de separación) serán determinantes.

Figura R10.6.7 – Armadura en las caras laterales en vigas y viguetas donde $d \geq h > 910$ mm. (La "S" mayúscula se debe reemplazar por una "s" minúscula.)

Motivo:

Ver el motivo expuesto en 10.6.7.

10.9.3

10.9.3 – La cuantía de la armadura compuesta por zunchos, ρ_s , se debe adoptar mayor o igual que el valor dado por:

$$\rho_s = 0,45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \quad \rho_s = 0,45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (10-5)$$

donde el valor de f_y utilizado en la Ecuación (10-5) es la tensión de fluencia especificada de la armadura de zunchos que debe ser menor o igual que 420 MPa. Para f_{yt} mayor que 420 MPa no se deben utilizar empalmes por yuxtaposición de acuerdo con 7.10.4.5(a).

Motivo:

Ver el motivo expuesto en 9.4.

R10.9.3

Agregar al final del comentario

Investigaciones realizadas^[10.x,xx] indican que como armadura de confinamiento se puede usar armadura con una tensión de fluencia de 700MPa. Para el código 2005, se incrementó la tensión de fluencia límite para la armadura en forma de zunchos de 420 a 700 MPa.

Motivo:

Ver el motivo expuesto en 9.4.

18.3.3

La última oración debe ser como se indica a continuación:

Los sistemas de losas pretensadas armadas en dos direcciones se deben diseñar como elementos Clase U con $f_t \leq 0,5\sqrt{f'_c}$.

Motivo:

Limitar la tensión de tracción por flexión admisible para las losas pretensadas armadas en dos direcciones al mismo valor que tenía en ediciones anteriores del código.

21.2.5

21.2.5 – En los elementos de los pórticos y en los elementos de borde de los tabiques estructurales, la armadura que resiste los esfuerzos axiales y de flexión inducidos por los movimientos sísmicos debe satisfacer las normas ASTM A 706M. En estos elementos estará permitido utilizar armadura de acero Grados 300 y 420 de acuerdo con la norma ASTM A 615M siempre y cuando:

- (a) La tensión de fluencia real determinada en base a ensayos realizados en planta es menor o igual que f_y la tensión de fluencia especificada más 120 MPa (en la repetición del ensayo este valor no debe ser mayor que f_y la tensión de fluencia especificada más 20 MPa); y

- (b) La relación entre la resistencia a la tracción ~~última~~ real y la tensión de fluencia real es mayor o igual que 1,25.

El valor de f_{yt} para la armadura transversal, incluyendo la armadura en forma de zunchos, debe ser menor o igual que 420 MPa.

Motivo:

Se aumentó la máxima tensión de fluencia admisible para la armadura de confinamiento a 420 MPa para la mayoría de las aplicaciones. La excepción aplicable a las estructuras ubicadas en regiones de elevada peligrosidad sísmica o en las estructuras para las cuales se requiere un nivel de comportamiento o diseño sismorresistente elevado se debe a que actualmente esta aplicación está siendo estudiada por el comité. El cambio introducido en el artículo 10.9.3 que permite una f_{yt} de 420 MPa para la armadura en forma de zunchos no se aplica al Capítulo 21.

21.11.5

Agregar un nuevo artículo:

21.11.5 – Para las uniones losa-columna de las losas armadas en dos direcciones sin vigas, la armadura de corte de la losa, la cual debe satisfacer los requisitos de 11.12.3 y proporcionar V_u mayor o igual que $0,29\sqrt{f'_c}b_o d$, se debe prolongar al menos cuatro veces el espesor de la losa a partir de la cara del apoyo, a menos que se satisfagan (a) o (b):

- (a) Los requisitos de 11.12.6 usando el corte de diseño V_u y el momento inducido transferido entre la losa y la columna bajo el desplazamiento de diseño;
- (b) La relación de desplazamientos de piso de diseño es menor o igual que el mayor valor entre 0,005 y $[0,035 - 0,05 (V_u/\phi V_c)]$.

La relación de desplazamientos de piso de diseño se debe adoptar como la mayor de las relaciones de desplazamientos de piso de diseño de los pisos adyacentes por encima y por debajo de la unión losa-columna. V_c se define en el artículo 11.12.2. V_u es el esfuerzo de corte mayorado en la sección crítica de la losa correspondiente a acción en dos direcciones, calculado para la combinación de cargas $1,2D + 1,0L + 0,2S$. Está permitido reducir el factor de carga correspondiente a L a 0,5 de acuerdo con el artículo 9.2.1(a).

Motivo:

Ver el motivo expuesto en 21.1.

D.5.2.2

D.5.2.2 – La resistencia básica al desprendimiento por tracción del hormigón N_b de un único anclaje en hormigón fisurado N_b debe ser menor o igual que

$$\underline{N_b = k_c \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1,5}} \quad \underline{N_b = k \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1,5}} \quad (D-7)$$

donde

k_c = 10 para los anclajes hormigonados in situ; y
 k_c = 7 para los anclajes instalados en hormigón endurecido.

Estará permitido aumentar el valor de k_c para los anclajes instalados en hormigón endurecido a un valor mayor que 7 en base a ensayos específicos del producto de acuerdo con ACI 355.2, pero en ningún caso puede ser mayor que 10.

Alternativamente, para los pernos con cabeza y bulones con cabeza hormigonados in situ con $280 \text{ mm} \leq h_{ef} \leq 635 \text{ mm}$, ~~la resistencia básica al desprendimiento del hormigón de un único anclaje traccionado en hormigón fisurado N_b~~ debe ser menor o igual que

Motivo:

Aclarar el diseño de los anclajes instalados en hormigón endurecido utilizados en hormigón fisurado y no fisurado en el cuerpo principal del código y no en el comentario.

RD.5.2.3

RD.5.2.3 – ~~Para los anclajes influenciados por tres o más bordes en los cuales cualquiera de las distancias a un borde es menor que $1,5h_{ef}$ de tres o más bordes,~~ la resistencia al desprendimiento por tracción del hormigón calculada aplicando el Método CCD ~~habitual,~~ el cual constituye la base de las Ecuaciones ~~(D-7) (D-4) a (D-8) (D-11),~~ se obtienen resultados ~~que pueden provocar confusión~~ excesivamente conservadores.^{D.20} Esto se debe a que las definiciones habituales de A_{Nc} / A_{Nco} no reflejan correctamente los efectos de los bordes. Sin embargo, si el valor de h_{ef} se limita a $c_{max}/1,5$ siendo c_{max} la mayor de las distancias a los bordes menores o iguales que el valor real $1,5h_{ef}$, este problema se corrige. Este problema se corrige limitando el valor de h_{ef} utilizado en las Ecuaciones (D-4) a (D-11) a $c_{a,max}/1,5$, donde $c_{a,max}$ es la mayor de las distancias a los bordes que son menores o iguales que el valor real de $1,5h_{ef}$. En ningún caso $c_{a,max}$ se debe adoptar menor que un tercio de la máxima separación entre los anclajes del grupo. El límite que establece que h_{ef} debe ser como mínimo un tercio de la máxima separación entre los anclajes del grupo evita que el diseñador utilice una resistencia calculada en base a prismas de desprendimiento individuales en el caso de una configuración de anclajes en grupo. Como lo indica Lutz,^{D.20} este valor límite de h_{ef} es el que se debe utilizar en las Ecuaciones (D-6) a (D-11).

Este enfoque se comprende mejor cuando se lo aplica a un caso real se ilustra en la Figura RD.5.2.3. La Figura RD.5.2.3 ilustra cómo la superficie de falla tiene la misma área, cualquiera sea el empotramiento, más allá del límite propuesto para h_{ef} (h'_{ef} en la figura). En este ejemplo, el límite propuesto para el valor de h_{ef} a utilizar en los cálculos donde $h_{ef} = c_{max}/1,5$ $h_{ef} = c_{a,max}/1,5$ da como resultado $h_{ef} = h'_{ef} = 100 \text{ mm}/1,5 = 2,67 \text{ in}$. Para este ejemplo, este sería el valor correcto de h_{ef} a utilizar para calcular la resistencia, aún cuando la profundidad de empotramiento real fuera mayor.

El requisito de D.5.2.3 se puede visualizar moviendo la superficie real de desprendimiento del hormigón, la cual se origina en h_{ef} real, hacia la superficie del hormigón paralela a la carga de tracción aplicada. El valor de h_{ef} utilizado en las Ecuaciones (D-4) a (D-11) queda determinado donde: (a) los límites exteriores de la superficie de falla primero intersecan un borde libre; o bien (b) la intersección de la superficie de desprendimiento entre anclajes del grupo primero interseca la superficie del hormigón. Para el ejemplo ilustrado en la Figura RD.5.2.3, el punto "A" define la intersección de la superficie de falla supuesta para limitar h_{ef} con la superficie de hormigón.

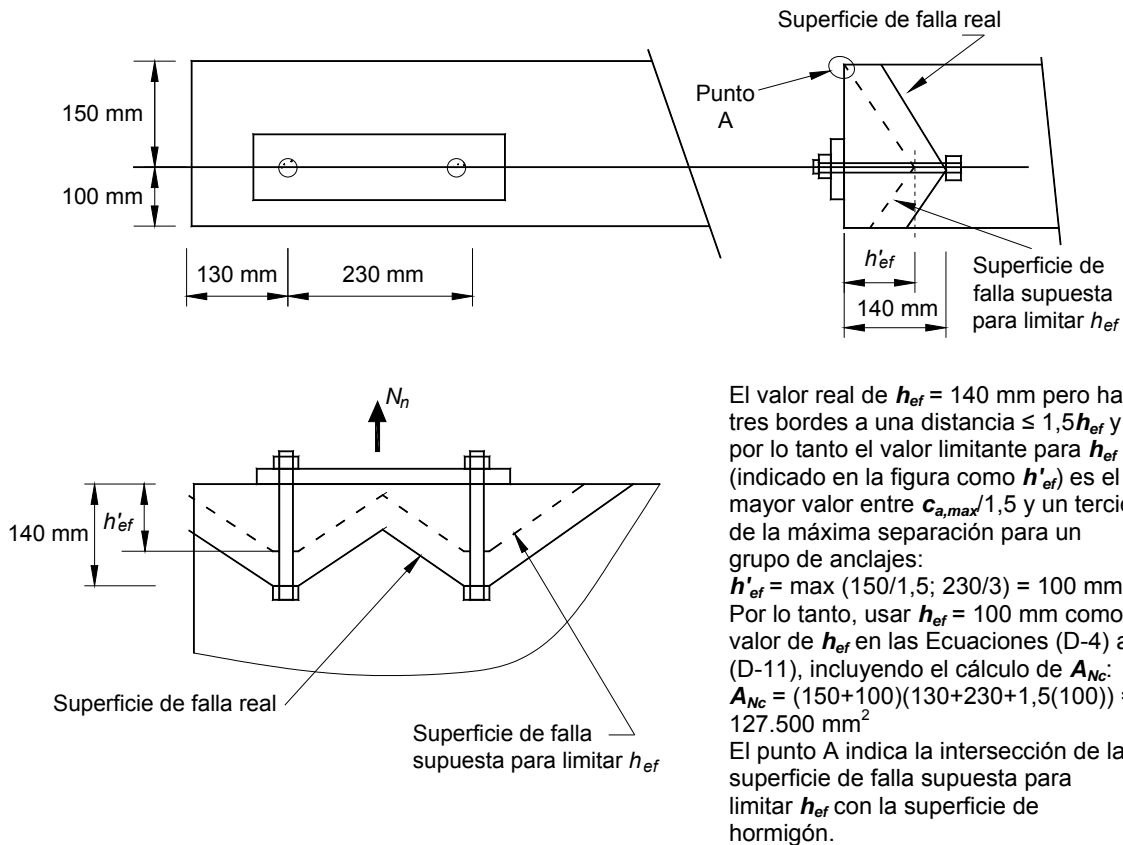


Figura RD.5.2.3 –Tracción en elementos angostos

Motivo:

Ver el motivo expuesto en D.5.2.3.

D5.2.6

D.5.2.6 – Cuando un anclaje está ubicado Para los anclajes ubicados en una región de un elemento de hormigón donde el análisis indica que no habrá fisuración ($f_t < f_{tr}$) a niveles de cargas de servicio, estará permitido utilizar el siguiente factor de modificación:

$\psi_{c,N} \neq 1,25$ para los anclajes hormigonados in situ

$\psi_{c,N} \neq 1,4$ para los anclajes instalados en hormigón endurecido, donde el valor de k_c utilizado en la Ecuación (D-7) es 7

Cuando el valor de k_c utilizado en la Ecuación (D-7) se toma de un informe de evaluación de productos de acuerdo con ACI 355.2 para anclajes instalados en hormigón endurecido calificados para utilizar tanto en hormigón fisurado como en hormigón no fisurado, los valores de k_c y $\psi_{c,N}$ se deben basar en el informe de evaluación del productos de acuerdo con ACI 355.2.

Cuando el valor de k_c utilizado en la Ecuación (D-7) se toma de un informe de evaluación de productos de acuerdo con ACI 355.2 para anclajes instalados en hormigón endurecido calificados para utilizar solamente en hormigón no fisurado, $\psi_{c,N}$ se debe adoptar igual a 1,0.

Si el análisis indica que hay fisuración a niveles de cargas de servicio, ~~ψ_s~~ $\psi_{c,N}$ se debe adoptar igual a 1,0 tanto para anclajes hormigonados in situ...

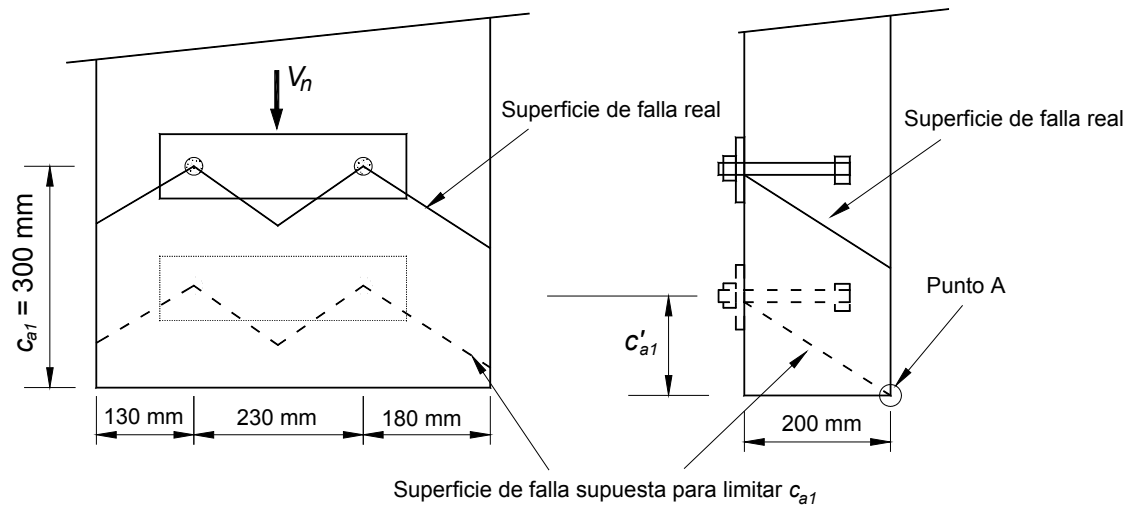
Motivo:

Ver el motivo expuesto en D.5.2.2.

RD.6.2.4

RD.6.2.4 – Para los anclajes afectados por tres o más bordes, cuando cualquiera de las distancias a los bordes es menor que ~~$1,5c_{a1}$~~ $1,5c_1$, con la resistencia al desprendimiento por corte calculada mediante el Método CCD básico, método que constituye la base para las Ecuaciones ~~(D-20) y (D-24)~~ (D-21) a (D-28), se obtienen resultados seguros pero ~~que pueden provocar confusión excesivamente conservadores~~. Estos casos especiales fueron estudiados mediante el Método $\kappa^{D.14}$ y el problema fue señalado por Lutz.^{D.20} De manera similar, con el enfoque utilizado para los desprendimientos por corte en D.5.2.3, la evaluación de la capacidad es correcta si el valor de ~~c_{a1}~~ c_1 , ~~a utilizar~~ utilizado en la Ecuación (D-22) las Ecuaciones (D-21) a (D-28) se limita ~~a $h/1,5$~~ al mayor valor entre $c_{a2}/1,5$ en cada dirección, $h_a/1,5$ y un tercio de la máxima separación entre los anclajes en el grupo. El límite que establece que c_{a1} debe ser como mínimo un tercio de la máxima separación entre los anclajes en el grupo evita que el diseñador utilice una resistencia calculada en base a prismas de desprendimiento individuales en el caso de una configuración de anclajes en grupo.

Este enfoque se ilustra en la Figura RD.6.2.4. En este ejemplo, el límite para el valor de c_{a1} es el mayor valor entre $c_{a2}/1,5$ en cada dirección, $h_a/1,5$ y un tercio de la máxima separación entre los anclajes en el grupo; por lo tanto este límite es igual a $c'_{a1} = 133$ mm. Para este ejemplo, este sería el valor correcto de c_{a1} a utilizar para el cálculo de V_{cb} o V_{cbg} aún si la distancia al borde hacia el cual realmente se dirige el corte fuese mayor. El requisito del artículo D.6.2.4 se puede visualizar moviendo la superficie real de desprendimiento del hormigón, la cual se origina en c_{a1} real, hacia la superficie del hormigón en la dirección de la carga de corte aplicada. El valor de c_{a1} utilizado en las Ecuaciones (D-21) a (D-28) queda determinado donde: (a) los límites exteriores de la superficie de falla primero intersecan un borde libre; o bien (b) la intersección de la superficie de desprendimiento entre anclajes del grupo primero interseca la superficie del hormigón. Para el ejemplo ilustrado en la Figura RD.6.2.4, el punto "A" define la intersección de la superficie de falla supuesta para limitar c_{a1} con la superficie de hormigón.



El valor real de $c_{a1} = 300 \text{ mm}$ pero dos bordes ortogonales c_{a2} y h están a una distancia $\leq 1,5c_{a1}$ y por lo tanto el valor limitante para c_{a1} (indicado en la figura como c'_{a1}) es el mayor valor entre $c_{a2,max}/1,5$; $h/1,5$ y un tercio de la máxima separación para un grupo de anclajes: $c'_{a1} = \max(130/1,5; 200/1,5; 180/3) = 133 \text{ mm}$.

Por lo tanto, usar $c'_{a1} = 133 \text{ mm}$ en las Ecuaciones (D-20) a (D-27), incluyendo el cálculo de A_{vc} :

$A_{vc} = (130+230+180)(1,5(13,33)) = 107.700 \text{ mm}^2$ (es decir, el área de la sección transversal del elemento)

El punto A indica la intersección de la superficie de falla supuesta para limitar c_{a1} con la superficie de hormigón.

Figura RD.6.2.4 – Corte cuando los anclajes son afectados por tres o más bordes.

Motivo:

Ver el motivo expuesto en D.6.2.4.