

Eliminar el Apéndice A existente

MOTIVO: El Método de Diseño por Resistencia es casi universalmente aceptado como el método de diseño de preferencia para el cálculo de estructuras de hormigón. El Método de Diseño por Resistencia ha sido el procedimiento de diseño primario del Código ACI desde principios de la década del 60. Ha sido y continúa siendo actualizado en base a nuevas investigaciones y datos empíricos. En 1971 el Método de Diseño Alternativo o Método de las Tensiones de Trabajo (Apéndice A, ACI 318-99) fue relegado a un Apéndice. Desde ese momento no ha sido objeto de nuevas revisiones o investigaciones como lo ha sido el Método de Diseño por Resistencia. Ha llegado el momento de eliminar el Método de Diseño Alternativo del Código ACI.

Agregar Nuevo Apéndice A Modelos de bielas y tirantes

A.0 - Notación

- a = longitud de corte, igual a la distancia entre una carga y un apoyo, in.
- A_c = área efectiva de la sección transversal en un extremo de una biela en un modelo de bielas y tirantes, tomada perpendicular al eje de la biela, in.²
- A_n = área de una cara de una zona nodal o de una sección que atraviesa una zona nodal, in.²
- A_{ps} = sección de armadura pretensada en un tirante, in.²
- A_s = sección de armadura de superficie en la capa i que atraviesa una biela, in.²
- A_{st} = sección de armadura no pretensada en un tirante, in.²
- A_s' = sección de armadura de compresión en una biela, in.²
- b = espesor del miembro, in.
- d = distancia entre la fibra extrema comprimida y el centroide de la armadura longitudinal de tracción, in.
- f'_c = resistencia a la compresión especificada del hormigón, psi
- f_{cu} = resistencia efectiva a la compresión del hormigón en una biela o una zona nodal, psi
- f'_s = tensión en la armadura de compresión, psi
- f_{se} = tensión efectiva luego de las pérdidas en la armadura pretensada, psi

- f_y = resistencia a la fluencia especificada de la armadura no pretensada, psi
- F_n = resistencia nominal de una biela, tirante o zona nodal, lb
- F_{nn} = resistencia nominal de una cara de una zona nodal, lb
- F_{ns} = resistencia nominal de una biela, lb
- F_{nt} = resistencia nominal de un tirante, lb
- F_u = fuerza factoreada que actúa sobre una biela, tirante, área de apoyo o zona nodal en un modelo de bielas y tirantes, lb
- h = altura del miembro, in.
- h_t = altura efectiva de la biela, in.
- ℓ_n = tramo libre, in.
- ℓ_b = ancho de apoyo, in.
- s_i = separación de la armadura en la capa i adyacente a la superficie del miembro, in.
- β_s = factor que toma en cuenta el efecto de la armadura de fisuración y confinamiento sobre la resistencia efectiva a la compresión del hormigón en una biela
- β_n = factor que toma en cuenta el efecto del anclaje de los tirantes sobre la resistencia efectiva a la compresión de una zona nodal
- γ_i = ángulo entre el eje de una biela y las barras en la capa i de armadura que atraviesa dicha biela
- Δf_p = aumento de tensión en los tendones de pretensado debida a cargas factoreadas, psi
- ϵ_s = la deformación en la armadura longitudinal en una zona comprimida o una biela armada longitudinalmente
- θ = ángulo entre el eje de una biela o campo de compresión y el cordón traccionado del miembro
- λ = factor de corrección relacionado con el peso unitario del hormigón. Ver 11.7.4.3.
- ϕ = factor de reducción de la resistencia.

R.A.0. - Notación

[En esta sección se lista la notación utilizada exclusivamente en el Comentario.]

- a = profundidad de un bloque rectangular de tensiones, in.
- c = distancia entre la fibra extrema comprimida y el eje neutro, in.
- C = fuerza de compresión que actúa sobre una zona nodal, lb

f_s = la tensión en la capa i de armadura superficial, psi
 h = altura total del miembro, in.
 h_t = altura efectiva de hormigón concéntrico con un tirante, utilizada para dimensionar una zona nodal, in.
 $h_{t,max}$ = máxima altura efectiva de hormigón concéntrico con un tirante, in.
 ℓ_a = longitud en la cual debe ocurrir el anclaje de un tirante, in.
 R = reacción, lb
 T = fuerza de tracción que actúa sobre una zona nodal, lb
 w_s = ancho de una biela perpendicular al eje de la biela, in.
 β_1 = factor definido en 10.2.7.3.

A.1 - Definiciones

Región B - Una porción de un miembro en la cual se puede aplicar la hipótesis de secciones planas de la teoría de flexión de 10.2.2.

Discontinuidad - Cambio abrupto en la geometría o las cargas.

Región D - La porción de un miembro comprendida en una distancia igual a la altura h o la profundidad d de un miembro medida a partir de una discontinuidad de fuerza o una discontinuidad geométrica.

Viga de gran altura - Ver 10.7.1 y 11.8.1.

Modelo de bielas y tirantes - Un modelo de un miembro estructural, o de una región D de un miembro estructural, compuesto por bielas y tirantes cargados axialmente conectados en nodos de manera de formar reticulados capaces de transferir las cargas factoreadas a los apoyos o a las regiones B adyacentes.

Biela - En un modelo de bielas y tirantes, un miembro comprimido. Una biela representa la resultante de un campo de compresión paralelo o en forma de abanico.

Biela en forma de botella - Una biela que es más ancha en su punto medio que en sus extremos.

Tirante - En un modelo de bielas y tirantes, un miembro traccionado.

Nodo - En un modelo de bielas y tirantes, punto de la unión donde se intersecan los ejes de las bielas, tirantes y fuerzas concentradas que actúan en la unión.

Zona nodal - El volumen de hormigón alrededor de un nodo que se supone transfiere las fuerzas de las bielas y tirantes a través del nodo.

R.A.1 - Definiciones

Región B - En general, cualquier porción de un miembro fuera de las regiones D constituye una región B. En las regiones B es válida la hipótesis de secciones planas de 10.2.2.

Discontinuidad - En un elemento estructural se produce una discontinuidad de la distribución de las tensiones en los puntos donde cambia la geometría del elemento o en el punto de aplicación de una carga concentrada o reacción. El principio de St. Venant indica que las tensiones debidas a carga axial y flexión se aproximan a una distribución lineal a una distancia aproximadamente igual a la altura total del miembro, h , de la discontinuidad. Por este motivo se supone que las discontinuidades se extienden una distancia h a partir de la sección donde ocurre el cambio de geometría o de carga. En la Fig. RA.1.1(a) se ilustran discontinuidades geométricas y de carga.

Región D - Las regiones sombreadas en las Fig. RA.1.1(a) y (b) muestran regiones D típicas.^{A-1} En estas regiones no es aplicable la hipótesis de secciones planas de 10.2.2.

Cada longitud de corte de la viga de la Fig. RA.1.2(a) es una región D. Si dos regiones D se tocan o se superponen como se ilustra en la Fig. RA.1.2(b), a los fines del diseño se las puede considerar como una única región D. La máxima relación longitud-profundidad de esta región D sería aproximadamente dos. Por lo tanto, el menor ángulo entre la biela y el tirante en una región D es $\arctan 2 = 26,5$ grados, redondeado a 25 grados.

Si en una longitud de corte hay una región B entre dos regiones D, como se ilustra en la Fig. RA.1.2(c), la resistencia de la longitud de corte es

determinada por la resistencia de la región B si las regiones B y D tienen geometría y armaduras similares.^{A.2} Esto se debe a que la resistencia al corte de una región B es menor que la resistencia al corte de una región D comparable. Las longitudes de corte que contienen regiones B - caso habitual en el diseño de vigas - se diseñan al corte utilizando los procedimientos tradicionales de diseño al corte de 11.1 a 11.5 ignorando las regiones D.

Viga de gran altura - Ver Figs. RA.1.2(a), RA.1.2(b) y RA.1.3, y Secciones 10.7 y 11.8.

Modelo de bielas y tirantes - Un modelo de bielas y tirantes consiste en bielas de hormigón y tirantes de acero, conectados en nodos para formar un reticulado capaz de transmitir las cargas a los apoyos o a las regiones B adyacentes. En la Fig. RA.1.3 se identifican los componentes de un modelo de bielas y tirantes de una viga de gran altura de un solo tramo cargada con una carga concentrada.

Biela - A los fines del diseño las bielas normalmente se idealizan como miembros prismáticos comprimidos, como lo indican los contornos rectos de las bielas de la Fig. RA.1.3. Si, debido a diferenciales de resistencia en las zonas nodales de ambos extremos o bien a diferentes longitudes de apoyo, la resistencia efectiva a la compresión f_{cu} es diferente en los dos extremos de una biela, la biela se idealiza como un miembro uniformemente ahusado comprimido.

Bielas en forma de botella - Una biela en forma de botella es una biela ubicada en una región de un miembro donde el ancho del hormigón comprimido a la mitad de la longitud de la biela se puede extender lateralmente hacia el hormigón adyacente a la biela.^{A-1, A-3} Los contornos trazados con líneas discontinuas en la Fig. RA.1.3 y los contornos curvos en línea llena de la Fig. RA.1.4 aproximan los límites de bielas en forma de botella. Un ensayo de tracción por compresión diametral en probeta cilíndrica es un ejemplo de una biela en forma de botella. La extensión lateral de las fuerzas internas de compresión en este tipo de ensayo produce una tracción transversal que provoca el hendidamiento de la probeta.

A fin de simplificar el diseño, las bielas en forma de botella se idealizan ya sea en forma de prisma o bien uniformemente ahusadas, y se dispone la armadura para limitar la fisuración indicada en A.3.3. La cantidad de armadura transversal de confinamiento se puede calcular utilizando el modelo de bielas y tirantes ilustrado en la Fig. RA.1.4(b) con las bielas extendiéndose con una pendiente de 1:2 con respecto al eje de la biela. Alternativamente, para f'_c menor o igual que 6000 psi se puede utilizar la Ec. (A-4). La sección transversal A_c de una biela en forma de botella se toma como la menor de las secciones transversales en los dos extremos de la biela. Ver Fig. RA.1.4(a).

Tirante - Un tirante consiste en armadura o tendones más una porción del hormigón que los rodea que es concéntrica con el eje del tirante. El hormigón que los rodea se incluye para definir la zona en la cual se han de anclar las fuerzas en las bielas y los tirantes. El hormigón de un tirante no se utiliza para resistir la fuerza axial que actúa sobre el mismo. A pesar de no ser considerado en el diseño, el hormigón que rodea la armadura o los tendones reducirá el alargamiento de los tirantes, particularmente bajo cargas de servicio.

Nodo - Para que haya equilibrio, en un nodo de un modelo de bielas y tirantes deberían actuar al menos tres fuerzas, como se ilustra en la Fig. RA.1.5. Los nodos se clasifican de acuerdo con los signos de estas fuerzas. Un nodo C-C-C resiste tres fuerzas de compresión, un nodo C-C-T resiste dos fuerzas de compresión y una fuerza de tracción y así sucesivamente.

Zona nodal - Históricamente se utilizaban zonas nodales hidrostáticas como se ilustra en la Fig. RA.1.6. Estas han sido ampliamente superadas por lo que se denominan zonas nodales extendidas, ilustradas en la Fig. RA.1.7.

Una zona nodal hidrostática tiene caras cargadas perpendiculares a los ejes de las bielas y tirantes que actúan sobre el nodo y tensiones iguales en las caras cargadas. La Fig. RA.1.6(a) ilustra una zona nodal C-C-C. Si las resistencias efectivas a la compresión f_{cu} son iguales en las tres bielas, las relaciones entre las longitudes de los lados de la zona nodal, $w_{n1} : w_{n2} : w_{n3}$, son proporcionales a las tres fuerzas $C_1 : C_2 : C_3$. Las caras de una zona

nodal hidrostática son perpendiculares a los ejes de las bielas y tirantes que actúan sobre la zona nodal.

Estas zonas nodales se denominan zonas nodales hidrostáticas porque las tensiones en el plano son iguales en todas las direcciones. Esta terminología no es estrictamente correcta, ya que las tensiones en el plano no son iguales a las tensiones fuera del plano.

Una zona nodal C-C-T se puede representar como una zona nodal hidrostática si se supone que el tirante se extiende a través del nodo para ser anclado mediante una placa del lado más alejado del nodo, como se ilustra en la Fig. RA.1.6(b), siempre que con el tamaño de la placa se obtengan tensiones de apoyo iguales a las tensiones en las bielas. La placa de apoyo del lado izquierdo de la Fig. RA.1.6(b) se utiliza como una representación simbólica del anclaje real del tirante. La fuerza en el tirante en realidad estará anclada mediante ganchos, mediante una placa o mediante adherencia, como se ilustra en la Fig. RA.1.6(c).

En las Figs. RA.1.7(a) y (b) las áreas sombreadas corresponden a zonas nodales C-C-T extendidas. Estas zonas nodales están limitadas por los contornos de las zonas comprimidas de la biela y la reacción, y el ancho de hormigón supuesto concéntrico con el tirante. Las tensiones de compresión ayudan a transferir las fuerzas de una biela a otra, o de una biela a un tirante. En las reacciones o regiones de apoyo, se puede asumir que la compresión que actúa sobre la región de apoyo se extiende hacia la viga como se ilustra en las Figs. RA.1.7(a) y (b).

En la zona nodal ilustrada en la Fig. RA.1.8(a) la reacción R equilibra las componentes verticales de las fuerzas C_1 y C_2 . Con frecuencia los cálculos se simplifican si se divide la reacción R en R_1 y R_2 , cada una de las cuales equilibra una componente vertical de las fuerzas C_1 y C_2 , respectivamente.

A.2 - Procedimiento de diseño de un modelo de bielas y tirantes

A.2.1 - Estará permitido diseñar miembros de hormigón estructural, o regiones D de estos miembros, idealizando el hormigón estructural como una serie de bielas y tirantes cargados

axialmente, conectados en nodos de manera de formar reticulados capaces de transferir todas las cargas factoreadas a los apoyos o a las regiones B adyacentes.

RA.2.1 - El reticulado descrito en A.2.1 se conoce como modelo de bielas y tirantes. En las Referencias A-1 a A-7 se detalla el uso de los modelos de bielas y tirantes. El diseño de una región D abarca los siguientes pasos:

1. Aislar cada región D;
2. Calcular las tensiones que actúan en los bordes de una región D y reemplazarlas por una o más fuerzas resultantes en cada borde;
3. Seleccionar un reticulado para transferir las fuerzas resultantes a través de la región D. Los ejes de las bielas y tirantes, respectivamente, se seleccionan de manera que coincidan aproximadamente con los ejes de los campos de compresión y tracción. Calcular las fuerzas en las bielas y los tirantes.
4. Los anchos de las bielas y las zonas nodales se determinan considerando las fuerzas del Paso 3 y las resistencias efectivas del hormigón definidas en A.3.2 y A.5.2, y se dispone armadura para los tirantes considerando las resistencias del acero definidas en A.4.1. La armadura se debería anclar en las zonas nodales.

Los modelos de bielas y tirantes representan estados límites de resistencia, y los diseñadores también deberían satisfacer los requisitos de serviciabilidad del Código.

A.2.2 - El modelo de bielas y tirantes deberá estar en equilibrio con las cargas aplicadas y reacciones.

A.2.3 - Al determinar la geometría del reticulado se deberán tomar en cuenta las dimensiones de las bielas, tirantes y zonas nodales.

RA.2.3 - Las bielas, tirantes y zonas nodales que componen el modelo de bielas y tirantes tienen anchos finitos que se deberían considerar al seleccionar las dimensiones del reticulado. La Fig. RA.2.3(a) ilustra un nodo y la correspondiente zona nodal. Las fuerzas horizontales y verticales equilibran la fuerza en la biela inclinada. Si las tensiones son iguales en las tres bielas se puede utilizar una zona nodal hidrostática, y los anchos de las bielas serán proporcionales a las fuerzas que actúan en las mismas.

Si en una zona nodal de una estructura bidimensional actúan más de tres fuerzas, como se ilustra en la Fig. RA.2.3(b), generalmente es necesario resolver algunas de las fuerzas para trabajar con tres fuerzas que se intersecan. En la Fig. RA.2.3(b) las fuerzas de las bielas que actúan sobre las caras A-E y C-E se pueden reemplazar por una fuerza actuando sobre la cara A-C. Esta fuerza atraviesa el nodo en el punto D.

Alternativamente, el modelo de bielas y tirantes se podría analizar suponiendo que todas las fuerzas de las bielas actúan atravesando el nodo en D, como se ilustra en la Fig. RA.2.3(c). En este caso las fuerzas en las dos bielas a la derecha del Nodo D se pueden resolver para obtener una única fuerza actuando a través del punto D, como se muestra en la Fig. RA.2.3(d).

Si el ancho del apoyo en la dirección perpendicular al miembro es menor que el espesor del miembro, puede ser necesario disponer armadura transversal para impedir el hendimiento vertical en el plano del nodo. Esto se puede modelar utilizando modelos de bielas y tirantes transversales.

A.2.4 - Estará permitido que los tirantes crucen las bielas. Las bielas se deberán cruzar o superponer solamente en los nodos.

A.2.5 - El ángulo entre el eje de una biela y el eje de cualquier tirante que llega al mismo nodo no se deberá tomar menor que 25 grados.

RA.2.5 - El ángulo entre los ejes de las bielas y tirantes que actúan en un nodo no debería ser demasiado pequeño para mitigar la fisuración e impedir incompatibilidades debidas al acortamiento de las bielas y alargamiento de los tirantes que se producen prácticamente en las mismas direcciones. Esta limitación del ángulo impide modelar las longitudes de corte de vigas esbeltas utilizando bielas inclinadas menos de 25 grados con respecto al acero longitudinal. Ver la Referencia A-6.

A.2.6 - El diseño de las bielas, tirantes y zonas nodales se deberá basar en:

$$\phi F_n \geq F_u \quad (\text{A-1})$$

donde F_u es la fuerza en una biela o tirante, o la fuerza que actúa sobre una cara de una zona nodal

debido a las cargas factoreadas; F_n es la resistencia nominal de la biela, tirante o zona nodal; y ϕ es el factor de reducción de la resistencia especificado en 9.3.2.6.

RA.2.6 - Las cargas factoreadas se aplican al modelo de bielas y tirantes, y se calculan las fuerzas en todas las bielas, tirantes y zonas nodales. Si existen varios estados de carga se deberían investigar todos ellos. El modelo o los modelos de bielas y tirantes se analizan para todos los estados de carga; para una biela, tirante o zona nodal dada, F_u es la mayor fuerza en el elemento obtenida luego de analizar todos los estados de cargas.

A.3 - Resistencia de las bielas

A.3.1 - La resistencia nominal a la compresión de una biela sin armadura longitudinal se deberá tomar como el menor valor de

$$F_{ns} = f_{cu} A_c \quad (\text{A-2})$$

en los dos extremos de la biela, donde A_c es el área de la sección transversal en un extremo de la biela y f_{cu} es el menor de

(a) la resistencia efectiva a la compresión del hormigón en la biela de A.3.2; y

(b) la resistencia efectiva a la compresión del hormigón en la zona nodal de A.5.2 en el mismo extremo de la biela.

RA.3.1 - El ancho de biela w_s utilizado para calcular A_c es el menor ancho perpendicular al eje de la biela en los extremos de la biela. Este ancho de biela se ilustra en las Figs. RA.1.4(a) y RA.1.7(a) y (b). En las estructuras bidimensionales, tales como las vigas de gran altura, el espesor de las bielas se puede tomar como el espesor del miembro.

A.3.2 - La resistencia efectiva a la compresión del hormigón en una biela se deberá tomar como

$$f_{cu} = 0,85 \beta_s f'_c \quad (\text{A-3})$$

donde $\beta_s =$

(1) Para bielas en las cuales el área de la sección transversal a la mitad de su longitud es igual al área de la sección transversal en

los nodos, tales como la zona comprimida de una viga.....1,0

(2) Para bielas ubicadas de manera tal que el ancho de la sección transversal de la biela a la mitad de su longitud es mayor que el ancho en los nodos (bielas en forma de botella).

(a) con armadura que satisface A.3.30,75

(b) sin armadura que satisface A.3.30,60 λ

(3) Para bielas en miembros traccionados, o en las alas traccionadas de los miembros con alas.....0,40

(4) Para todos los demás casos.....0,60

RA.3.2 - El término 0,85 de la Ec. (A-3) es equivalente al término 0,85 de la Ec. (10-1).

El valor de β_s dado en (1) se aplica a una biela equivalente al bloque rectangular de tensiones en una zona comprimida de una viga o columna de ancho b y profundidad a . En este caso β_s es igual a 1,0. En una viga la correspondiente profundidad del eje neutro es $c = a/\beta_1$. La fuerza de compresión resultante en una zona de compresión rectangular, $C = f_{cu}ab$, actúa a $a/2$ de la cara más comprimida de la viga o columna, como se ilustra en la Fig. RA.3.2(a).

El valor de β_s dado en (2) se aplica a bielas en forma de botella que pueden tener mayor ancho en su parte media que en sus extremos, como se ilustra en las Figs. RA.1.3 y RA.1.4. La extensión hacia afuera de las fuerzas de compresión puede producir hendimiento paralelo al eje de la biela cerca de los extremos de la misma, como se ilustra en la Fig. RA.1.4(a). La armadura que atraviesa las fisuras de hendimiento limita la abertura de las fisuras, permitiendo que la biela resista más carga axial, y permitiendo alguna redistribución de las fuerzas.

El valor de β_s en dado (2-b) incluye el factor de corrección, λ , para hormigón liviano ya que se supone que la resistencia de una biela sin armadura transversal está limitada a un valor algo por debajo de la carga a la cual se desarrolla fisuración longitudinal.

El valor de β_s dado en (3) se aplica, por ejemplo, a bielas comprimidas en modelos de bielas y tirantes de las alas traccionadas de vigas, vigas cajón y muros utilizados para diseñar la armadura longitudinal y transversal. El reducido

valor de β_s refleja la necesidad de utilizar estas bielas para transferir compresión a través de las fisuras en la zona traccionada.

El valor de β_s dado en (4) se aplica a los tipos de bielas no incluidos en (1), (2) ó (3). A modo de ejemplo se pueden mencionar las bielas en un campo de compresión en el alma de una viga donde es probable que fisuras diagonales paralelas dividan el alma en bielas inclinadas, y las bielas que probablemente serán atravesadas por fisuras que formarán un ángulo con las mismas (ver Figs. RA.3.2(b) y (c)). El valor de β_s dado en (4) proporciona un límite inferior razonable para β_{st} , excepto para las bielas descritas en (2) y (3).

A.3.3 - Si se utiliza el valor de β_s especificado en A.3 (2-a), el eje de la biela deberá ser cruzado por armadura dimensionada para resistir la fuerza de tracción transversal resultante de la extensión de las fuerzas de compresión en la biela. Estará permitido suponer que la fuerza de compresión en la biela se extiende con una pendiente de 2 longitudinal en 1 transversal con respecto al eje de la biela.

RA.3.3 - La armadura requerida por A.3.3 se relaciona con la fuerza de tracción en el hormigón debida a la extensión de la biela, como se ilustra en el modelo de bielas y tirantes de la Fig. RA.1.4(b). La Sección RA.3.3 permite que los diseñadores utilicen modelos locales de bielas y tirantes para calcular la cantidad de armadura transversal requerida en una biela determinada. Se puede suponer que las fuerzas de compresión en la biela se extienden con una pendiente de 2:1, como se ilustra en la Fig. RA.1.4(b). Para resistencias del hormigón no mayores que 6000 psi, se considera que la cantidad de acero requerida por la Ec. (A-4) satisface A.3.3.

La Fig. RA.3.3 muestra dos capas de armadura cruzando una biela fisurada. Si la fisura se abre sin cizallamiento por corte a lo largo de la fisura, las barras verticales de la figura provocarán una tensión de

$$\frac{A_{s1}f_{s1}}{bs_1} \sin \gamma_1$$

perpendicular a la biela, donde el subíndice 1 se refiere a las barras verticales en la Fig. RA.3.3. La

Ec. (A-4) está expresada en términos de una cuantía de armadura antes que en términos de una tensión, lo cual facilita el cálculo. La sumatoria totaliza la cuantía resultante de las barras perpendiculares, indicadas mediante el subíndice 2 en la Fig. RA.3.3.

Con frecuencia la armadura de confinamiento especificada en A.3.3 resulta difícil de colocar en estructuras tridimensionales tales como los cabezales de pilotes. Si no se coloca esta armadura se utiliza el valor de f_{cu} dado en A.3 (2-b).

A.3.3.1 - Para f'_c no mayor que 6000 psi, estará permitido satisfacer el requisito de A.3.3 haciendo que el eje de la biela sea cruzado por capas de armadura que satisfagan

$$\sum \frac{A_{si}}{bs_i} \sin \gamma_i \geq 0,003 \quad (\text{A-4})$$

donde A_{si} es la sección total de armadura con separación s_i en una capa de armadura con barras formando un ángulo γ_i con respecto al eje de la biela.

A.3.3.2 - La armadura requerida por A.3.3 se deberá disponer en dos direcciones ortogonales formando ángulos γ_1 y γ_2 con respecto al eje de la biela, o en una sola dirección formando un ángulo γ con respecto al eje de la biela. Si la armadura se coloca en una sola dirección γ no deberá ser menor que 40 grados.

RA.3.3.2 - En una cartela con una relación longitud de corte-profundidad menor que 1,0 la armadura de confinamiento requerida para satisfacer A.3.3 generalmente se provee en forma de estribos horizontales que cruzan la biela comprimida inclinada, como se ilustra en la Fig. R.11.9.2.

A.3.4 - Siempre que esté debidamente documentado mediante ensayos y análisis, estará permitido utilizar una mayor resistencia efectiva a la compresión para las bielas que tienen armadura de confinamiento.

RA.3.4 - Algunas veces en las zonas de anclaje de los tendones del hormigón pretensado se utiliza confinamiento para mejorar la resistencia a la compresión de las bielas en una zona localizada.

En las Referencias A-4 y A-8 se discute el confinamiento de bielas.

A.3.5 - Estará permitido incluir la armadura longitudinal dentro de la biela y paralela al eje de la misma, envuelta por zunchos o hélices que satisfacen 7.10 y adecuadamente anclada, en el cálculo de la resistencia nominal de la biela. La resistencia de una biela con armadura longitudinal es

$$F_{ns} = f_{cu} A_c + A'_s f'_s \quad (\text{A-5})$$

donde f_{cu} resulta de A.3.2 y f'_s y A'_s son respectivamente la tensión en la armadura longitudinal y su sección.

RA.3.5 - La resistencia aportada por la armadura está dada por el último término de la Ec. (A-5). La tensión f'_s en la armadura de una biela a resistencia nominal se puede obtener a partir de las deformaciones en la biela en el momento de producirse su aplastamiento. Para armadura Grado 40 ó 60 f'_s se puede tomar como f_y .

A.4 - Resistencia de los tirantes

A.4.1 - La resistencia nominal de un tirante se deberá tomar como

$$F_{nt} = A_{st} f_y + A_{ps} (f_{se} + \Delta f_p) \quad (\text{A-6})$$

donde $(f_{se} + \Delta f_p)$ no deberá ser mayor que f_{py} y A_{ps} es cero para miembros no pretensados.

En la Ec. (A-6) estará permitido tomar Δf_p igual a 60.000 psi para armadura pretensada adherente, ó 10.000 psi para armadura pretensada sin adherencia. Estará permitido utilizar otros valores de Δf_p si se los justifica mediante análisis.

A.4.2 - El eje de la armadura de un tirante deberá coincidir con el eje del tirante en el modelo de bielas y tirantes.

RA.4.2 - La altura efectiva del tirante supuesta para el diseño h_t puede variar dentro de los límites siguientes, dependiendo de la distribución de la armadura en el tirante:

1. Si las barras en el tirante están en una sola capa, la altura efectiva del tirante se puede tomar como el

diámetro de las barras en el tirante más dos veces el recubrimiento hasta la superficie de las barras, como se ilustra en la Fig. RA.1.7(a); y
2. Como límite superior práctico para la altura del tirante se puede tomar la altura correspondiente a la altura en una zona nodal hidrostática, calculada como

$$h_{t,max} = F_{nt} / f_{cu} \quad (\text{RA-A})$$

donde f_{cu} es la resistencia efectiva a la compresión aplicable de la zona nodal de A.5.2. Si la altura del tirante supera el valor del ítem 1, la armadura del tirante se debería distribuir más o menos uniformemente en el ancho y espesor del tirante, como se ilustra en la Fig. RA.1.7(b).

A.4.3 - La armadura en los tirantes deberá estar anclada mediante ganchos, anclajes mecánicos, anclajes de postensado o desarrollo recto de las barras como se describe a continuación:

(a) Las zonas nodales deberán desarrollar la diferencia entre la fuerza en el tirante a un lado del nodo y la fuerza en el tirante al otro lado;

(b) En las zonas nodales que anclan un tirante, la fuerza del tirante se deberá desarrollar en el punto donde el centroide de la armadura de un tirante abandona la zona nodal extendida e ingresa al tramo, definiéndose la zona nodal extendida ya sea por la extensión del área de apoyo o por los contornos prismáticos supuestos de las bielas ancladas por la zona nodal, cualquiera sea el valor que resulte mayor;

(c) En las zonas nodales que anclan dos o más tirantes, las fuerzas en los tirantes en cada dirección se deberán desarrollar en el punto donde el centroide de la armadura del tirante abandona la zona nodal extendida; y

(d) La armadura transversal especificada en A.3.3 deberá estar anclada de acuerdo con 12.13.

RA.4.3 - Con frecuencia el anclaje de los tirantes requiere particular atención en las zonas nodales de las cartelas o en las zonas nodales adyacentes a los apoyos exteriores de las vigas de gran altura. La armadura de un tirante debería estar anclada antes de abandonar la zona nodal extendida en el punto definido por la intersección del centroide de las barras del tirante y las extensiones de los contornos de la biela o bien del área de apoyo. En las Figs. RA.1.7(a) y (b) esto ocurre en el Punto A, donde el

contorno de la zona nodal extendida es cortado por el centroide de la armadura en el tirante. Parte del anclaje se puede lograr extendiendo la armadura a través de la zona nodal como se ilustra en la Fig. RA.1.6(c), y enganchándola o desarrollándola más allá de la zona nodal. Si el tirante se ancla utilizando ganchos de 90 grados, los ganchos deberían estar confinados dentro de la armadura que se extiende hacia el interior de la viga a partir del miembro de apoyo a fin de evitar la fisuración a lo largo de la parte externa de los ganchos en la región de apoyo.

En las vigas de gran altura algunas veces se utilizan barras en forma de horquilla empalmadas con la armadura de los tirantes para anclar las fuerzas de tracción de los tirantes en los apoyos exteriores, siempre que el ancho de la viga sea suficiente para acomodar estas barras.

La Fig. RA.4.3 muestra una zona nodal que ancla dos tirantes. Se requiere desarrollo en los puntos B y C donde los centroides de los tirantes cruzan el contorno de la zona nodal extendida. La longitud de desarrollo de la armadura de los tirantes se puede reducir utilizando ganchos, dispositivos de anclaje mecánico, confinamiento adicional o empalmándola con varias capas de barras de menor tamaño.

A.5 - Resistencia de las zonas nodales

A.5.1 - La resistencia nominal a la compresión de una zona nodal será

$$F_{nn} = f_{cu} A_n \quad (\text{A-7})$$

donde f_{cu} es la resistencia efectiva a la compresión del hormigón en la zona nodal según lo indicado en A.5.2 y A_n es

(a) el área de la cara de la zona nodal sobre la cual actúa F_u , tomada perpendicular a la línea de acción de F_u , o

(b) el área de una sección que atraviesa la zona nodal.

RA.5.1 - Si las tensiones en todas las bielas que concurren a un nodo son iguales se puede utilizar una zona nodal hidrostática. Las caras de este tipo de zonas nodales son perpendiculares a los ejes de las bielas, y los anchos de las caras de las zonas nodales son proporcionales a las fuerzas en las bielas.

Suponiendo que las tensiones principales en las bielas y tirantes actúan paralelas a los ejes de las bielas y tirantes, las tensiones en las caras perpendiculares a estos ejes son tensiones principales. Si las caras no son perpendiculares a los ejes, sobre la cara del nodo habrá tanto tensiones de corte como tensiones normales. En los cálculos típicos estas tensiones se reemplazan por la tensión normal (compresión principal) que actúa sobre el área de la sección transversal A_c de la biela, tomada perpendicular al eje de la biela.

A.5.2 - A menos que se disponga armadura de confinamiento dentro de la zona nodal y que su efecto sea confirmado mediante análisis y ensayos, la tensión de compresión calculada sobre una cara de una zona nodal debida a las fuerzas de las bielas y tirantes no deberá ser mayor que el valor dado por la Ec. (A-8)

$$f_{cu} = 0,85 \beta_n f_c' \quad (A-8)$$

donde $\beta_n =$

- | | |
|--|------|
| (1) En zonas nodales limitadas por bielas o áreas de apoyo, o ambas..... | 1,0 |
| (2) En zonas nodales que anclan un tirante..... | 0,80 |
| (3) En zonas nodales que anclan dos o más tirantes..... | 0,60 |

RA.5.2 - En los miembros bidimensionales, tales como las vigas de gran altura, los nodos se pueden clasificar como C-C-C si todos los miembros que se intersectan en el nodo están comprimidos, como nodos C-C-T si uno de los miembros que actúa sobre el nodo está traccionado, y así sucesivamente, como se ilustra en la Fig. RA.1.5. Las resistencias efectivas a la compresión de los nodos dadas por A.5.2(1) a A.5.2(3) se aplican a nodos C-C-C, nodos C-C-T, y nodos C-T-T ó nodos T-T-T, respectivamente.

Los valores β_n reflejan el creciente grado de disrupción de las zonas nodales debido a la incompatibilidad de las deformaciones por tracción de los tirantes y las deformaciones por compresión de las bielas. Las tensiones en cualquier cara de la zona nodal o en cualquier sección que atravesase la zona nodal no deberían superar los valores dados en A.5.2(1) a A.5.2(3).

A.5.3 - En un modelo de bielas y tirantes tridimensional, el área de cada cara de una zona nodal deberá ser mayor o igual que la requerida por la Ec. (A-7), y las geometrías de las caras de las zonas nodales deberán ser similares a las geometrías de las proyecciones de los extremos de las bielas sobre las correspondientes caras de las zonas nodales.

RA.5.3 - Esta descripción de la geometría y orientación de las caras de las zonas nodales se introduce a los efectos de simplificar el cálculo de la geometría de un modelo de bielas y tirantes tridimensional.

Referencias, Apéndice A

Apéndice B

B.1 - Alcance

Estará permitido diseñar a flexión y carga axial conforme a los requisitos del Apéndice B. Cuando para el diseño se utilice el Apéndice B, se deberán utilizar todas las secciones numeradas de este apéndice en reemplazo de las correspondientes secciones numeradas de los Capítulos 8, 9, 10 y 18. Si se utiliza alguna sección de este apéndice, se deberán reemplazar todas las correspondientes secciones del cuerpo del código por las secciones de este apéndice, y todas las demás secciones del cuerpo del código serán aplicables.

RB.1 - Alcance

Estará permitido realizar el diseño a flexión y carga axial utilizando los requisitos del Apéndice B. Esto afecta los límites de armadura, los factores de reducción de la resistencia y la redistribución de momentos. El Apéndice B contiene los límites de armadura, factores de reducción de la resistencia y redistribución de momentos utilizados en el código durante muchos años.

Los diseños realizados utilizando los requisitos del Apéndice B satisfacen el código, y son igualmente aceptables. Si se utiliza este apéndice el código requiere sustituir la totalidad del apéndice en la correspondiente sección del cuerpo del código. Por ejemplo, 8.4 se reemplaza por B.8.4, 18.10.4 se reemplaza por B.18.10.4, etc. Esto también se aplica a los comentarios correspondientes.

B.8.4 - Redistribución de momentos negativos en miembros continuos flexionados.

Para los criterios sobre redistribución de momentos para miembros de hormigón pretensado ver B.18.10.4.

RB.8.4 - Redistribución de momentos negativos en miembros continuos flexionados

La redistribución de momentos depende de una adecuada ductilidad en las regiones de rótula plástica. Estas regiones de rótula plástica se desarrollan en puntos de máximo momento y provocan un corrimiento del diagrama elástico de momentos. El resultado habitual es una reducción de los valores de los momentos negativos en la región de rótula plástica y un aumento de los valores de los momentos positivos con respecto a los calculados mediante análisis elástico. Debido a que los momentos negativos se calculan para una disposición de cargas y los momentos positivos para otra, cada sección tiene una capacidad de reserva que no se utiliza totalmente en ninguna de las condiciones de carga. Las rótulas plásticas permiten utilizar la capacidad total de un mayor número de secciones transversales de un miembro flexionado bajo cargas últimas. Utilizando valores conservadores para las deformaciones últimas del hormigón y longitudes de rótula plástica derivadas de numerosos ensayos, se analizaron miembros flexionados con poca capacidad de rotación para una redistribución de momentos de hasta 20 por ciento, dependiendo de la cuantía de armadura. Se halló que los resultados fueron conservadores (ver Fig. RB8.4). Estudios realizados por Cohn^{8.2} y Mattock^{8.3} apoyan esta conclusión e indican que la fisuración y deflexión de las vigas diseñadas para redistribución de momentos no son significativamente mayores bajo cargas de servicio que las de las vigas diseñadas mediante la teoría elástica de distribución de momentos. Además, estos estudios indican que hay una adecuada capacidad de rotación disponible para la redistribución de momentos permitida por el código si los miembros satisfacen los requisitos del código. Este apéndice mantiene el mismo límite de redistribución que el utilizado en ediciones anteriores del código.

Puede no utilizarse la redistribución de momentos para los sistemas de losa diseñados por el Método de Diseño Directo (ver 13.6.1.7). El Apéndice B del Código 2002 no contiene nada

sobre los valores de los factores de carga o los factores ϕ .

B.8.4.1 - Excepto cuando para los momentos se utilizan valores aproximados, estará permitido incrementar o disminuir los momentos negativos calculados mediante la teoría elástica en los apoyos de miembros continuos flexionados para cualquier disposición de cargas supuesta en no más de

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

B.8.4.2 - Los momentos negativos modificados se deberán utilizar para calcular los momentos en las secciones dentro de los tramos.

B.8.4.3 - La redistribución de los momentos negativos se hará sólo cuando la sección en la cual se reduce el momento se diseña de manera tal que ρ ó $\rho - \rho'$ no sea mayor que $0,50 \rho_b$, donde

$$\rho_b = \frac{0,85 \beta_1 f_c'}{f_y} \left(\frac{87.000}{87.000 + f_y} \right) \quad (\text{B8-1})$$

El nuevo Apéndice B no contiene nada sobre los valores de los factores de carga o los factores ϕ .

B.10.3 - Principios y requisitos generales

B.10.3.1 - El diseño de secciones transversales sujetas a flexión o cargas axiales, o a una combinación de flexión y cargas axiales, se deberá basar en la compatibilidad de tensiones y deformaciones usando las hipótesis de 10.2.

RB.10.3 - Principios y requisitos generales

RB.10.3.1 - La obtención de las ecuaciones de resistencia de diseño para miembros sujetos a flexión o a una combinación de flexión y carga axial se describe en el trabajo "Rectangular Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design."^{10.3} La referencia 10.3 y las ediciones anteriores de este comentario también presentan la obtención de las ecuaciones de resistencia para secciones transversales no rectangulares.

B.10.3.2 - En una sección transversal existen condiciones de deformación equilibrada cuando la armadura de tracción llega a la deformación correspondiente a su resistencia a la fluencia especificada f_y en el mismo momento en que el hormigón comprimido llega a su deformación limitante supuesta de 0,003.

RB.10.3.2 - En una sección transversal existen condiciones de deformación equilibrada cuando la máxima deformación en la fibra extrema comprimida llega a 0,003 simultáneamente con la primera deformación de fluencia f_y/E_s de la armadura traccionada. La cuantía de armadura ρ_b que produce condiciones equilibradas bajo flexión depende de la geometría de la sección transversal y de la ubicación de la armadura.

B.10.3.3 - Para los miembros flexionados y los miembros sujetos a una combinación de flexión y carga de compresión axial, cuando la resistencia a la carga axial de diseño ϕP_n es menor que el menor valor entre $0,10f'_cA_g$ ó ϕP_b , la cuantía de armadura ρ provista no deberá ser mayor que el 75 por ciento de la cuantía ρ_b que produciría condiciones de deformación equilibrada para la sección bajo flexión sin carga axial. Para los miembros con armadura de compresión, no es necesario reducir la porción de ρ_b igualada por la armadura de compresión mediante la aplicación del factor 0,75.

RB.10.3.3 - La máxima cantidad de armadura de tracción de los miembros flexionados se limita a fin de asegurar un nivel de comportamiento dúctil. La resistencia nominal a la flexión de una sección se alcanza cuando la deformación en la fibra extrema comprimida llega a la deformación limitante del hormigón. A la deformación última del hormigón, la deformación en la armadura de tracción podría alcanzar exactamente la deformación en primera fluencia, ser menor que la deformación de fluencia (elástica), o ser mayor que la deformación de fluencia (inelástica). La deformación del acero que existe a la deformación limitante del hormigón depende de la cantidad relativa de acero con respecto al hormigón y de las resistencias de los materiales f'_c y f_y . Si $\rho (f_y/f'_c)$ es suficientemente baja, la deformación del acero traccionado superará ampliamente la deformación de fluencia cuando la deformación del hormigón llegue a su valor

limitante, con una gran deflexión que permitirá advertir la falla inminente con anticipación (condición de falla dúctil). Para valores mayores de $\rho (f_y/f'_c)$, la deformación del acero traccionado puede no llegar a la deformación de fluencia cuando la deformación del hormigón llegue a su valor limitante, y en consecuencia las deflexiones serán pequeñas y no se advertirá con anticipación la falla inminente (condición de falla frágil). A los fines del diseño se considera más conservador restringir la condición de resistencia nominal de manera que se pueda anticipar un modo de falla dúctil.

A menos que se requieran cantidades inusuales de ductilidad, con el límite de $0,75\rho_b$ se obtendrá un comportamiento dúctil para la mayoría de los diseños. Una condición en la cual se requiere un comportamiento más dúctil es en el diseño para redistribución de momentos en miembros y pórticos continuos. La Sección B8.4 permite la redistribución de los momentos negativos. Como la redistribución de momentos depende de una adecuada ductilidad en las regiones de formación de rótulas, en las regiones de formación de rótulas la cantidad de armadura de tracción se limita a $0,5\rho_b$.

Para el comportamiento dúctil de las vigas con armadura de compresión, sólo es necesario limitar la porción del total de acero de tracción equilibrado por la compresión del hormigón; no es necesario limitar la porción del total de acero de tracción donde la fuerza es equilibrada por armadura de compresión mediante la aplicación del factor 0,75.

B.18.1 - Alcance

B.18.1.3 - Los siguientes requisitos de este código no se aplicarán al hormigón pretensado, a excepción de lo dispuesto específicamente: Secciones 7.6.5, 8.4, 8.10.2, 8.10.3, 8.10.4, 8.11, 10.3.2, 10.3.3, 10.5, 10.6, 10.9.1 y 10.9.2; Capítulo 13; y Secciones 14.3, 14.5 y 14.6.

RB.18.1 - Alcance

RB.18.1.3 - Algunas secciones del código no se aplican al diseño del hormigón pretensado por motivos específicos. La siguiente discusión explica estas exclusiones:

Sección 7.6.5 - La Sección 7.6.5 del código no se aplica al hormigón pretensado porque los requisitos

para armadura adherente y tendones sin adherencia correspondientes a miembros colados in situ se dan en 18.9 y 18.12 respectivamente.

Sección B8.4 - La redistribución de momentos para hormigón pretensado se da en B18.10.4.

Secciones 8.10.2, 8.10.3 y 8.10.4 - Los requisitos empíricos de 8.10.2, 8.10.3 y 8.10.4 para vigas T fueron desarrollados para hormigón armado convencionalmente y, si se los aplica al hormigón pretensado, excluirían el uso de numerosos productos pretensados estándares que actualmente están siendo utilizados satisfactoriamente. Por lo tanto, la evidencia aportada por la experiencia permite variaciones.

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

Las Secciones 8.10.1 y 8.10.5 proporcionan requisitos generales para vigas T que también son aplicables a unidades de hormigón pretensado. Las limitaciones para la separación de la armadura de las losas se basan en espesores de ala, que en el caso de las alas ahusadas se puede tomar como su espesor promedio.

Sección 8.11 - Los límites empíricos establecidos para losas de entrepiso con viguetas de hormigón armado convencionalmente se basan en el comportamiento satisfactorio observado en construcciones con viguetas construidas empleando sistemas "estándares" de encofrado para las viguetas. Ver R8.11. Para las construcciones con viguetas pretensadas se deberían aplicar el juicio y la experiencia profesional. A modo de guía se pueden utilizar los requisitos de 8.11.

Secciones B.10.3.3, B.10.3.4, 10.5, 10.9.1 y 10.9.2 - Para el hormigón pretensado las limitaciones para la armadura dadas en B.10.3.3, B.10.3.4, 10.5, 10.9.1 y 10.9.2 son reemplazadas por las de B18.8, 18.9 y 18.11.2.

Sección 10.6 - Originalmente no era la intención aplicar los requisitos de 10.6 sobre la distribución de la armadura de flexión a los miembros

pretensados. El comportamiento de un miembro pretensado es considerablemente diferente al de un miembro no pretensado. Para la correcta distribución de la armadura en un miembro pretensado se deberían aplicar la experiencia y el juicio profesional.

Capítulo 13 - En el diseño de losas de hormigón pretensado es necesario reconocer los momentos secundarios inducidos por el perfil ondulado los tendones. Además, los cambios volumétricos debidos a la fuerza de pretensado pueden provocar sobre la estructura cargas adicionales que no son cubiertas adecuadamente por el Capítulo 13.

Debido a estas propiedades únicas asociadas con el pretensado, muchos de los procedimientos de diseño del Capítulo 13 no son adecuados para estructuras de hormigón pretensado y son reemplazados por los requisitos de 18.12.

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

B.18.8 - Límites para la armadura de los miembros flexionados

B.18.8.1 - La cuantía de armadura pretensada y no pretensada utilizada para calcular la resistencia al momento de un miembro, a excepción de lo dispuesto en B.18.8.2, deberá ser tal que

$$\omega_p, [\omega_p + (d/d_p) (\omega - \omega')] \text{ y}$$

ó

$$[\omega_{pw} + (d/d_p) (\omega_w - \omega'_w)]$$

no sea mayor que $0,36\beta_1$.

RB.18.8 - Límites para la armadura de los miembros flexionados

RB.18.8.1 - Los términos

$$\omega_p, [\omega_p + (d/d_p) (\omega - \omega')] \text{ y}$$

$$[\omega_{pw} + (d/d_p) (\omega_w - \omega'_w)]$$

son cada uno de ellos iguales a $0,85a/d_p$,

donde a es la profundidad de la distribución de tensiones rectangular equivalente para la sección considerada, según lo definido en 10.2.7.1. El empleo de esta relación puede simplificar los cálculos necesarios para verificar que se satisfaga RB.18.8.1.

ω_w , ω_{pw} , ω'_w = índices de armadura para secciones con alas, calculados como ω , ω_p y ω' , excepto que b deberá ser el ancho del alma, y la sección de armadura deberá ser la requerida para desarrollar solamente la resistencia a la compresión del alma.

B.18.8.2 - Si se provee una cuantía de armadura superior a la especificada en B.18.8.1, la resistencia al momento de diseño no deberá ser mayor que la resistencia al momento en base a la porción comprimida del par de momento.

RB.18.8.2 - La resistencia al momento de diseño de las secciones armadas en exceso se puede calcular utilizando ecuaciones de resistencia similares a las correspondientes a miembros de hormigón no pretensado. El Código 1983 contiene ecuaciones de resistencia para secciones rectangulares y secciones con alas.

B.18.8.3 - La cantidad total de armadura pretensada y no pretensada deberá ser adecuada para desarrollar una carga factoreada al menos 1,2 veces la carga de fisuración calculada en base al módulo de rotura f_r especificada en 9.5.2.3. Estará permitido obviar este requisito para:

- (a) losas armadas en dos direcciones, postensadas sin adherencia; y
- (b) miembros flexionados cuyas resistencias al corte y a la flexión sean al menos el doble de las requeridas por 9.2.

RB.18.8.3 - Este requisito es una precaución contra el desarrollo de una falla brusca por flexión inmediatamente después de la fisuración. Un miembro flexionado diseñado de acuerdo con los requisitos del código requiere una carga adicional considerable por encima de la correspondiente a la fisuración para llegar a su resistencia a la flexión. Esta carga adicional debería dar como resultado una considerable deformación que advertiría que el miembro está llegando a su resistencia nominal. Si la resistencia a la flexión se alcanzara poco después de la fisuración no se desarrollaría la deformación y no habría advertencia. Debido a la limitada extensión de la fisuración inicial en la región de momento negativo próxima a las columnas de placas planas armadas en dos direcciones, la deflexión bajo carga no refleja ningún cambio abrupto de la rigidez a medida que se aproxima el módulo de rotura del hormigón.

Sólo con niveles de carga superiores a las cargas factoreadas la fisuración adicional está lo suficientemente extendida como para provocar un cambio abrupto en la deflexión bajo carga. Ensayos realizados indican que no es posible llegar a la rotura (ni aún a la fluencia) de los tendones de postensado en losas armadas en dos direcciones antes que se produzca una falla por punzonamiento.^{18.8, 18.9, 18.10, 18.11, 18.12, 18.13} Se ha demostrado que el uso de tendones sin adherencia en combinación con los requisitos de mínima armadura adherente de 18.9.3 y 18.9.4 aseguran que habrá ductilidad luego de la fisuración y que no se desarrollará un modo de falla frágil en la primera fisuración.

B.18.10 - Estructuras estáticamente indeterminadas

B.18.10.1 - Los pórticos y construcciones continuas de hormigón pretensado se deberán diseñar para un comportamiento satisfactorio bajo condiciones de carga de servicio y para una resistencia adecuada.

B.18.10.2 - El comportamiento bajo condiciones de carga de servicio se determinará mediante análisis elástico, considerando las reacciones, momentos, cortes y fuerzas axiales producidas por el pretensado, la fluencia lenta, los cambios de temperatura, la deformación axial, la restricción provista por los elementos estructurales y el asentamiento de las fundaciones.

B.18.10.3 - Los momentos a utilizar para calcular la resistencia requerida serán la sumatoria de los momentos debidos a las reacciones inducidas por el pretensado (con un factor de carga igual a 1,0) y los momentos debidos a las cargas factoreadas. Estará permitido ajustar la sumatoria de esos momentos según lo dispuesto en B.18.10.4.

RB.18.10.3 - Para las estructuras estáticamente indeterminadas, los momentos debidos a las reacciones inducidas por las fuerzas de pretensados, denominados momentos secundarios, son significativos tanto en el estado elástico como en el estado inelástico. Cuando se forman rótulas plásticas y los momentos se redistribuyen creando una estructura estáticamente determinada estos momentos secundarios desaparecen. Sin embargo,

las deformaciones elásticas provocadas por un tendón no concordante modifican la cantidad de rotación elástica requerida para obtener una cantidad de redistribución de momentos dada. De manera inversa, para una viga con una capacidad de rotación inelástica dada, la cantidad en la cual se puede variar el momento en el apoyo se modifica en una cantidad igual al momento secundario en el apoyo debido al pretensado. Por lo tanto, el código requiere incluir los momentos secundarios al determinar los momentos de diseño.

Para determinar los momentos utilizados en el diseño el orden de los cálculos debería ser: (a) determinar los momentos debidos a la carga permanente y sobrecargas; (b) modificar mediante adición algebraica de los momentos secundarios; y (c) redistribuir según lo permitido. Un momento secundario positivo en el apoyo provocado por un tendón transformado hacia abajo a partir de un perfil concordante reducirá los momentos negativos cerca de los apoyos y aumentará los momentos positivos en las regiones centrales de los tramos. Un tendón transformado hacia arriba tendrá el efecto inverso.

B.18.10.4 - Redistribución de los momentos negativos en miembros continuos pretensados flexionados

RB.18.10.4 - A medida que se aproxima la resistencia de un miembro, el comportamiento inelástico en algunas secciones puede provocar una redistribución de los momentos en vigas y losas de hormigón pretensado. En determinadas circunstancias puede ser importante para el diseño reconocer este comportamiento. Los métodos de diseño rigurosos para la distribución de los momentos son complejos. Sin embargo, la redistribución de los momentos se puede reconocer permitiendo un ajuste razonable de la sumatoria de los momentos elásticos factoreados calculados en base a las cargas gravitatorias y los momentos secundarios no factoreados debidos al pretensado. La magnitud del ajuste se debería mantener dentro de límites de seguridad predeterminados. La cantidad de redistribución permitida depende de la capacidad de las secciones críticas de soportar suficiente deformación inelástica. En 18.4 se trata la serviciabilidad. La elección de $0,24\beta_1$ como el mayor índice de armadura de tracción, ω_p , o $\omega_p, [\omega_p + (d/d_p) (\omega - \omega')]$

ó

$$[\omega_{pw} + (d/d_p) (\omega_w - \omega'_w)]$$

para el cual se permite la redistribución de los momentos concuerda con los requisitos para hormigón no pretensado ($0,5\rho_b$) indicados en B.8.4.

Los términos $\omega_p [\omega_p + (d/d_p) (\omega - \omega')]$ y $[\omega_{pw} + (d/d_p) (\omega_w - \omega'_w)]$ aparecen en B.18.10.4.1 y B.18.10.4.3, y cada uno de ellos es igual a $0,85a/d_p$, donde a es la profundidad de la distribución de tensiones rectangular equivalente para la sección considerada, según lo definido en 10.2.7.1. El empleo de esta relación puede simplificar los cálculos necesarios para determinar la cantidad de redistribución de momentos permitida por B.18.10.4.1 y para verificar el cumplimiento de los límites de armadura flexional contenidos en B.18.10.4.3.

Para que los principios de redistribución de momentos de B.18.10.4 sean aplicables a vigas y losas con tendones sin adherencia, es necesario que estas vigas y losas contengan armadura adherente suficiente para asegurar que después de la fisuración actuarán como miembros flexionados, y no como una serie de arcos. Los requisitos de armadura adherente mínima de 18.9 sirven para este propósito.

B.18.10.4.1 - Si en los apoyos se dispone armadura adherente de acuerdo con 18.9, estará permitido aumentar o disminuir los momentos negativos calculados mediante la teoría elástica, pero en no más de

$$20 \left[1 - \frac{\omega_p + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega')}{0,36\beta_1} \right] \text{ por ciento}$$

B.18.10.4.2 - Los momentos negativos modificados se usarán para calcular los momentos en secciones de tramos para una misma disposición de cargas.

B.18.10.4.3 - La redistribución de los momentos negativos se hará sólo cuando la sección en la cual se reduce el momento se diseña de manera tal que $\omega_p, [\omega_p + (d/d_p) (\omega - \omega')]$ ó $[\omega_{pw} + (d/d_p) (\omega_w - \omega'_w)]$ cualquiera sea aplicable, no sea mayor que $0,24\beta_1$.

Eliminar el Apéndice C existente

Nuevo Apéndice C

MOTIVO DEL CAMBIO EN EL APÉNDICE C:

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

C.1.1 - Estará permitido diseñar el hormigón estructural utilizando las combinaciones de cargas y factores de reducción de la resistencia del Apéndice C.

RC.1.1 - En el Código 2002 los factores de carga y reducción de la resistencia que anteriormente estaban en el Capítulo 9 fueron revisados y trasladados a este apéndice. Estos factores han estado evolucionando desde la década del 60, y aún se consideran confiables para las construcciones de hormigón.

C.2 - Resistencia requerida

C.2.1 - La resistencia requerida U para resistir la carga permanente D y la sobrecarga L deberá ser al menos igual a

$$U = 1,4D + 1,7L \quad (C-1)$$

RC.2 - Resistencia requerida

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

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

C.2.2 - Si en el diseño se incluye la resistencia o los efectos estructurales de una carga de viento W o una carga sísmica E especificada, se deberán investigar las siguientes combinaciones para determinar la mayor resistencia requerida U :

$$U = 0,75(1,4D + 1,7L) + (1,6W \text{ ó } 1,0E) \quad (C-2)$$

y

$$U = 0,9D + (1,6W \text{ ó } 1,0E) \quad (C-3)$$

pero la resistencia requerida U no deberá ser menor que el valor dado por la Ec. (C-1). Si la carga de viento W no se ha reducido aplicando un factor de direccionalidad, en las Ecs. (C-2) y (C-3) estará permitido usar $1,3W$ en vez de $1,6W$. Si la carga sísmica E se basa en fuerzas sísmicas de nivel de servicio en las Ecs. (C-2) y (C-3) se deberá utilizar $1,4E$ en vez de $1,0E$.

C.2.3 - Si en el diseño se incluye la resistencia a la presión del suelo H , la resistencia requerida U deberá ser al menos igual a

$$U = 1,4D + 1,7L + 1,7H \quad (C-4)$$

excepto que cuando D ó L reducen el efecto de H se deberá reemplazar $1,4D$ por $0,9D$ y se deberá utilizar un valor nulo de L para determinar la mayor resistencia requerida U . Para cualquier combinación de D , L y H la resistencia requerida U no deberá ser menor que el valor dado por la Ec. (C-1).

RC.2.3 - Si en el diseño se consideran los efectos H provocados por la presión del suelo, la presión del agua en el suelo o la presión provocada por materiales granulares, las ecuaciones para la resistencia requerida se transforman en:

$$U = 1,4D + 1,7L + 1,7H$$

y cuando D ó L reducen el efecto de H

$$U = 0,9D + 1,7H$$

pero para cualquier combinación de D , L ó H

$$U = 1,4D + 1,7L$$

C.2.4 - Si en el diseño se incluye la resistencia a las cargas debidas al peso y la presión de fluidos de densidades bien definidas y alturas máximas controlables F , estas cargas tendrán un factor de carga de 1,4 y se deberán sumar a todas las combinaciones de cargas que incluyen la sobrecarga.

RC.2.4 - Esta sección se refiere a la necesidad de considerar las cargas debidas al peso de un líquido o a la presión ejercida por el líquido. Especifica un factor de carga para estas cargas de líquidos de densidades bien definidas y alturas máximas controlables equivalente al especificado para la carga permanente. Estos factores reducidos no serían adecuados si existe una considerable incertidumbre en cuanto a las presiones, como en el caso de las presiones subterráneas, o incertidumbre relacionada con la máxima profundidad probable del líquido, tal como en el caso del embalsamiento de agua. Ver R8.2.

Para presiones de líquido bien definidas, las ecuaciones de la resistencia requerida se transforman en:

$$U = 1,4D + 1,7L + 1,4F$$

y cuando D ó L reducen el efecto de F

$$U = 0,9D + 1,4F$$

pero para cualquier combinación de D , L ó F

$$U = 0,9D + 1,7L$$

C.2.5 - Si en el diseño se toma en cuenta la resistencia a los efectos de impacto, estos efectos se deberán incluir con la sobrecarga L .

RC.2.5 - Si la sobrecarga se aplica rápidamente, como puede ocurrir en el caso de las estructuras para estacionamiento de vehículos, muelles de carga, entresijos en edificios utilizados como depósito, cajas de ascensores, etc., se deberían considerar los efectos del impacto. Cuando sea necesario considerar el impacto, en todas las ecuaciones sustituir L por $(L + \text{impacto})$.

C.2.6 - Si para el diseño son significativos los efectos estructurales T del asentamiento diferencial, la fluencia lenta, la expansión del hormigón compensador de la retracción o los cambios de temperatura, la resistencia requerida U deberá ser al menos igual a

$$U = 0,75(1,4D + 1,4T + 1,7L) \quad (\text{C-5})$$

pero la resistencia requerida U no deberá ser menor que

$$U = 1,4(D + T) \quad (\text{C-6})$$

Las estimaciones del asentamiento diferencial, la fluencia lenta, la expansión del hormigón compensador de la retracción o los cambios de temperatura se deberán basar en una evaluación realista de los efectos que ocurren en servicio.

RC.2.6 - El diseñador debería considerar los efectos del asentamiento diferencial, la fluencia lenta, la retracción, los cambios de temperatura y el hormigón compensador de la retracción. El término "evaluación realista" se utiliza para indicar que se deberían usar los valores más probables de las variables, y no sus valores correspondientes al límite superior.

La intención de la Ec. (C-6) es impedir que un diseño para una carga de

$$U = 0,75(1,4D + 1,4T + 1,7L)$$

se aproxime a

$$U = 1,05(D + T)$$

cuando la sobrecarga es despreciable.

C.2.7 - Para el diseño de zonas de anclaje postensadas, a la máxima fuerza de tesado en el tendón se deberá aplicar un factor de carga igual a 1,2.

RC.2.7 - Aplicando el factor de carga 1,2 a la máxima fuerza de tesado en el tendón se obtiene una carga de diseño igual al 113% de la resistencia a la fluencia especificada del tendón pero no más del 96% de la resistencia última nominal del tendón. [Esto se compara adecuadamente con una fuerza de tesado máxima obtenible, la cual está limitada por el factor de eficiencia de los anclajes.](#)

C.3 - Resistencia de diseño

C.3.1 - La resistencia de diseño provista por un miembro, sus conexiones a otros miembros y sus secciones transversales, en términos de flexión, carga axial, corte y torsión, se deberá tomar como la resistencia nominal calculada de acuerdo con los requisitos e hipótesis de este código, multiplicada por los factores de reducción de la resistencia ϕ indicados en C.3.2 a C.3.5.

RC.3.1 - El término "resistencia de diseño" de un miembro se refiere a la resistencia nominal calculada de acuerdo con los requisitos estipulados en este código multiplicada por un factor de reducción de la resistencia ϕ que siempre es menor que la unidad.

Los propósitos del factor de reducción de la resistencia ϕ son: (1) considerar la probabilidad que haya miembros con menor resistencia debido a las variaciones en las resistencias y dimensiones de los materiales; (2) considerar las incertidumbres en las ecuaciones de diseño; (3) reflejar el grado de ductilidad y confiabilidad del miembro requerido bajo los efectos de carga considerados; y (4) reflejar la importancia del miembro en la estructura.^{9,1,9,2} Por ejemplo, para las columnas se utiliza un menor ϕ que para las vigas; esto se debe a que generalmente las columnas poseen menos ductilidad, son más sensibles a las variaciones de la resistencia del hormigón y generalmente soportan mayores áreas cargadas que las vigas. Además, a las columnas con armadura helicoidal se les asigna un ϕ mayor que a las columnas zunchadas, ya que éstas poseen mayor ductilidad o tenacidad.

C.3.2 - El factor de reducción de la resistencia ϕ será como se indica a continuación:

C.3.2.1 - Secciones controladas por la tracción, según lo definido en 10.3.4.....0,90

RC.3.2.1 - Al aplicar C.3.2.1 y C.3.2.2, las tensiones y compresiones axiales a considerar son aquellas provocadas por las fuerzas externas. No se incluyen los efectos de las fuerzas de pretensado.

C.3.2.2 - Secciones controladas por la compresión, según lo definido en 10.3.3:

Miembros con armadura helicoidal conforme a 10.9.3.....0,75

Otros miembros armados.....0,70

[Para secciones en las cuales la deformación neta por tracción en el acero más traccionado a la resistencia nominal se encuentra entre los límites correspondientes a secciones controladas por compresión y secciones controladas por tracción, se permitirá incrementar \$\phi\$ linealmente a partir del valor correspondiente a secciones controladas por la compresión hasta 0,90 a medida que la deformación neta por tracción en el acero más traccionado a la resistencia nominal aumenta a partir del límite de deformación unitaria controlada por la compresión hasta 0,005.](#)

[Alternativamente, si se utiliza el Apéndice B, para miembros en los cuales \$f_y\$ no es mayor que 60.000 psi, con armadura simétrica y con \$\(h-d'-d_s\)/h\$ no menor que 0,70 estará permitido incrementar \$\phi\$ linealmente hasta 0,90 a medida que \$\phi P_n\$ disminuye desde \$0,10f'_cA_g\$ hasta cero. Para otros miembros armados estará permitido incrementar \$\phi\$ linealmente hasta 0,90 a medida que \$\phi P_n\$ disminuye desde \$0,10f'_cA_g\$ ó \$\phi P_{b2}\$, cualquiera sea el valor que resulte menor, hasta cero.](#)

RC.3.2.2 - [Antes de la edición 2002 el Código ACI especificaba la magnitud del factor \$\phi\$ para casos de carga axial o flexión, o ambas, en términos del tipo de carga. Para estos casos ahora el factor \$\phi\$ se determina por las condiciones de deformación en una sección transversal, a la resistencia nominal.](#)

[Para las secciones controladas por la compresión se utiliza un factor \$\phi\$ menor que para las secciones controladas por la tracción. Esto se](#)

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

Para secciones sometidas a carga axial con flexión, las resistencias de diseño se determinan multiplicando tanto P_n como M_n por el único valor de ϕ correspondiente. Las secciones controladas por la compresión y la tracción se definen en 10.3.3 y 10.3.4 como aquellas que poseen una deformación neta por tracción en el acero más traccionado a la resistencia nominal menor o igual que el límite de deformación controlada por compresión y mayor o igual que 0,005 respectivamente. Para secciones con deformaciones netas por tracción ϵ_t en el acero más traccionado a la resistencia nominal comprendidas entre los límites arriba indicados, el valor de ϕ se puede determinar interpolando linealmente como se ilustra en la Fig. R9.3.2. El concepto de deformación neta por tracción ϵ_t se discute en R10.3.3.

Como en 10.2.3 se supone que la deformación por compresión del hormigón a la resistencia nominal es de 0,003, los límites de deformación neta por tracción para los miembros controlados por la compresión también se pueden expresar en términos de la relación c/d_t , donde c es la profundidad del eje neutro a la resistencia nominal y d_t es la distancia entre la fibra extrema comprimida y el acero más traccionado. Los límites de c/d_t para las secciones controladas por la compresión y por la tracción son 0,6 y 0,375 respectivamente. El límite 0,6 se aplica a secciones armadas con acero Grado 60 y a secciones pretensadas. La Fig. RC9.3.2 también presenta ecuaciones para calcular ϕ en función de c/d_t .

El límite de deformación neta por tracción para las secciones controladas por la tracción también se puede expresar en términos de la relación ρ/ρ_b como se definía en ediciones anteriores del código. Un límite de deformación neta por tracción de 0,005 corresponde a una relación ρ/ρ_b de 0,63 para secciones rectangulares con armadura Grado 60. En las Referencias B.1 y 9.XX el usuario

encontrará una comparación de estos requisitos con los del cuerpo principal del código, la Sección 9.3 del Código ACI 1999.

C.3.2.3 - Corte y torsión0,85

C.3.2.4 - Apoyo sobre hormigón (excepto zonas de anclaje postensadas).....0,70

C.3.2.5 - Zonas de anclaje postensadas0,85

C.3.2.6 - Modelos de bielas y tirantes (Apéndice A), bielas, tirantes, zonas nodales y áreas de apoyo en estos modelos0,85

C.3.2.7 - Flexión sin carga axial en miembros pretensados en los cuales el empotramiento de los cables es menor que la longitud de desarrollo según lo establecido en 12.9.1.10,85

RC.3.2.7 - Si una sección crítica ocurre en una región donde el cable no está totalmente desarrollado, la falla se puede producir por desprendimiento de la adherencia. Este tipo de falla se asemeja a una falla frágil por corte; a esto se deben los requisitos para un factor ϕ reducido.

C.3.3 - Las longitudes de desarrollo especificadas en el Capítulo 12 no requieren un factor ϕ .

C.3.4 - En las estructuras que dependen de pórticos especiales resistentes al momento o muros estructurales especiales de hormigón armado para resistir los efectos sísmicos, los factores de reducción de la resistencia ϕ se deberán modificar de la siguiente manera:

El factor de reducción de la resistencia al corte será igual a 0,60 para cualquier miembro estructural diseñado para resistir efectos sísmicos si su resistencia nominal al corte es menor que el corte correspondiente al desarrollo de la resistencia nominal a la flexión del miembro. La resistencia nominal a la flexión se deberá determinar considerando las cargas axiales factoreadas más críticas e incluyendo los efectos sísmicos.

El factor de reducción de la resistencia al corte para diafragmas no deberá ser mayor que el mínimo factor de reducción de la resistencia al corte

utilizado para los componentes verticales del sistema primario resistente a las fuerzas laterales.

El factor de reducción de la resistencia al corte para uniones y vigas de acoplamiento con armadura diagonal será igual a 0,85.

RC.3.4 - La intención de los factores de reducción de la resistencia de C.3.4 es compensar las incertidumbres en la estimación de la resistencia de los miembros estructurales de un edificio. Se basan fundamentalmente en experiencias donde las cargas eran constantes o iban creciendo gradualmente. Para las construcciones en regiones de riesgo sísmico elevado, se han modificado algunos de los factores de reducción de la resistencia dados en C.3.4 para tomar en cuenta los efectos sobre la resistencia de los desplazamientos hacia el rango de respuesta no lineal.

La sección C.3.4(a) se refiere a miembros frágiles, tales como muros o porciones de muro de baja altura, entre aberturas o diafragmas que no resulta práctico armar para elevar su resistencia nominal al corte por encima de la resistencia nominal a la flexión para las condiciones de carga pertinentes.

Los muros estructurales cortos fueron los elementos verticales del sistema resistente a las fuerzas laterales más dañados en muchas de las estructuras para el estacionamiento de vehículos durante el terremoto ocurrido en Northridge en 1994. La sección C.3.4(b) requiere que el factor de reducción de la resistencia para diafragmas sea igual a 0,60 si el factor de reducción de la resistencia al corte para los muros es 0,60.

C.3.5 - El factor de reducción de la resistencia ϕ correspondiente a flexión, compresión, corte y apoyo del hormigón simple estructural en el Capítulo 22 deberá ser 0.65.

C.3.2.5 - El factor ϕ igual a 0,85 refleja la gran dispersión de los resultados obtenidos en estudios experimentales de zonas de anclaje. Debido a que 18.13.4.2 limita la resistencia nominal a la compresión del hormigón no confinado en la zona general a $0,7\lambda f'_{ci}$, la resistencia de diseño efectiva para el hormigón no confinado es $0,85 \times 0,7\lambda f'_{ci} \approx 0,6\lambda f'_{ci}$.

RC.3.5 - El factor de reducción de la resistencia ϕ para el diseño de hormigón simple estructural es igual para todas las condiciones de resistencia. Debido a que para el hormigón simple tanto la resistencia a la tracción por flexión como la resistencia al corte dependen de las características de resistencia a la tracción del hormigón, que no posee ninguna resistencia o ductilidad de reserva debido a la ausencia de armadura, se considera apropiado considerar factores de reducción de la resistencia iguales tanto para flexión como para corte.

Cambiar Apéndice D existente a Apéndice E

Nuevo Apéndice D

Anclaje en Hormigón

MOTIVO DEL CAMBIO EN APÉNDICE D: Las ediciones anteriores del Código de Construcción ACI 318 guardaban silencio con respecto al anclaje en hormigón, a pesar del hecho que muchos diseñadores y constructores con frecuencia tienen aplicaciones en esta área. La intención de los siguientes requisitos del código es llenar ese vacío y promover una seguridad uniforme en el diseño de sujetadores en hormigón.

ACI 318 seleccionó un comportamiento de primer nivel (Secciones D.4.1 a D.4.4) que permite utilizar cualquier "modelo de diseño cuyos resultados concuerden sustancialmente con los resultados de ensayos comprensivos." Su carácter general permite utilizar procedimientos actuales tales como las técnicas ACI 349 Sub B o PCI en todos los rangos aplicables si el diseñador así lo desea. Este requisito también permite que los usuarios de sujetadores instalados en hormigón endurecido utilicen los resultados de ensayos para "diseñar conforme a ensayos", siempre que se los interprete para obtener los valores correspondientes al percentil 5 y no la media. Se presenta un modelo de prisma rectangular tanto para un sujetador único como para grupos de sujetadores, modelo que se "considera que satisface" el método (Referencias D.9 y D.10 del comentario).

Los factores ϕ propuestos en 318 varían para tres categorías de sujetadores de acuerdo con el comportamiento de los sujetadores instalados en

hormigón endurecido. Estos factores reflejan la variabilidad de la seguridad y confiabilidad de la instalación. La especificación considera específicamente sujetadores tanto para hormigón fisurado como para hormigón no fisurado.

D.0 - Notación

A_{brg} = área de apoyo de la cabeza del perno o bulón de anclaje, in.²

A_{No} = área proyectada de la falla del hormigón de un anclaje, para el cálculo de la resistencia en tracción cuando no está limitada por la distancia al borde o la separación, según lo definido en D.5.2.1, in.² [Ver Fig. RD.5.1(a)]

A_N = área proyectada de la falla del hormigón de un anclaje o grupo de anclajes, para el cálculo de la resistencia en tracción, según lo definido en D.5.2.1, in.². A_N no se deberá tomar mayor que nA_{No} . [Ver Fig. RD.5.1(b)]

A_{se} = área efectiva de la sección transversal del anclaje, in.²

A_{st} = área efectiva de la sección transversal de la camisa del anclaje de expansión o rebajado, si la camisa está dentro del plano de corte, in.²

A_{Vo} = área proyectada de la falla del hormigón de un anclaje, para el cálculo de la resistencia en corte, cuando no está limitada por la influencia de las esquinas, separación o espesor del miembro, según lo definido en D.6.2.1, in.² [Ver Fig. RD.6.2(a)]

A_V = área proyectada de la falla del hormigón de un anclaje o grupo de anclajes, para el cálculo de la resistencia en corte, según lo definido en D.6.2.1, in.². A_V no se deberá tomar mayor que nA_{Vo} . [Ver Fig. RD.6.2(b)]

c = distancia entre el centro de un anclaje y el borde del hormigón, in.

c_1 = distancia entre el centro de un anclaje y el borde del hormigón en una dirección, in., cuando se aplica fuerza de corte al anclaje, c_1 es en la dirección de la fuerza de corte [Ver Fig. RD.6.2(a)]

c_2 = distancia entre el centro de un anclaje y el borde del hormigón en la dirección ortogonal a c_1 , in.

c_{max} = mayor distancia a un borde, in.

c_{min} = menor distancia a un borde, in.

d_p = diámetro exterior del anclaje, o del vástago de un perno con cabeza, bulón con cabeza o bulón con gancho, in. (Ver también D.8.4).

d'_o = valor con que se sustituye d_o cuando se utiliza un anclaje sobredimensionado, in. (Ver D.8.4)

e_h = distancia entre la superficie interior del vástago de un bulón en J o en L y la punta exterior del bulón en J o en L, in.

e_N = excentricidad de la fuerza normal en un grupo de anclajes; distancia entre la carga de tracción resultante actuando sobre un grupo de anclajes traccionados y el centroide del grupo de anclajes traccionados, in.; e_N es siempre positiva [Ver Figs. RD.5.2(b) y (c)]

e_V = excentricidad de la fuerza de corte en un grupo de anclajes; distancia entre el punto de aplicación de la fuerza de corte y el centroide del grupo de anclajes resistiendo corte en la dirección del corte aplicado, in.

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

f_{ct} = resistencia a la tracción especificada del hormigón, psi

f_r = módulo de rotura del hormigón, psi (Ver 9.5.2.3)

f_t = tensión de tracción calculada del hormigón en una región de un miembro, psi

f_y = resistencia a la fluencia especificada del acero de los anclajes, psi

f_{ut} = resistencia a la tracción especificada del acero de los anclajes, psi

f_{utsl} = resistencia a la tracción especificada de la camisa de anclaje, psi

h = espesor del miembro en el cual se ancla un anclaje, medido paralelo al eje del anclaje, in.

h_{ef} = profundidad efectiva de empotramiento del anclaje, in. (Ver D.8.5 y Fig. RD.1)

k = coeficiente para la resistencia básica al desprendimiento del hormigón en tracción

k_{cp} = coeficiente para la resistencia al arrancamiento del hormigón

ℓ = longitud de apoyo de carga del anclaje para corte; no debe ser mayor que $8d_o$, in.

= h_{ef} para anclajes con rigidez constante en la totalidad de la longitud de la sección empotrada, tales como pernos con cabeza o anclajes instalados en hormigón endurecido con una cáscara tubular sobre la totalidad de la longitud de empotramiento

$= 2d_o$ para anclajes de expansión controlados por torque con una camisa distanciadora separada de la camisa de expansión
 n = número de anclajes en un grupo
 N_b = resistencia básica al desprendimiento del hormigón traccionado de un único anclaje en hormigón fisurado, según lo definido en D.5.2.2, lb
 N_{cb} = resistencia nominal al desprendimiento del hormigón traccionado de un único anclaje, según lo definido en D.5.2.1, lb
 N_{cbg} = resistencia nominal al desprendimiento del hormigón traccionado de un grupo de anclajes, según lo definido en D.5.2.1, lb
 N_n = resistencia nominal en tracción, lb
 N_p = resistencia al arrancamiento por tracción de un único anclaje en hormigón fisurado, según lo definido en D.5.3.4 ó D.5.3.5, lb
 N_{pn} = resistencia nominal al arrancamiento por tracción de un único anclaje, según lo definido en D.5.3.1, lb
 N_{sb} = resistencia al descascaramiento del recubrimiento lateral de un único anclaje, lb
 N_{sbg} = resistencia al descascaramiento del recubrimiento lateral de un grupo de anclajes, lb
 N_s = resistencia nominal de un único anclaje o grupo de anclajes en tracción gobernada por la resistencia del acero, según lo definido en D.5.1.1 ó D.5.1.2, lb
 N_u = carga de tracción factoreada, lb
 s = separación entre centro y centro de los anclajes, in.
 s_o = separación de los anclajes externos a lo largo del borde de un grupo, in.
 t = espesor de la placa o la arandela, in.
 V_b = resistencia básica al desprendimiento del hormigón en corte de un único anclaje en hormigón fisurado, según lo definido en D.6.2.2 ó D.6.2.3, lb
 V_{cb} = resistencia nominal al desprendimiento del hormigón en corte de un único anclaje, según lo definido en D.6.2.1, lb
 V_{cbg} = resistencia nominal al desprendimiento del hormigón en corte de un grupo de anclajes, según lo definido en D.6.2.1, lb
 V_{cp} = resistencia nominal al arrancamiento del hormigón, según lo definido en D.6.3, lb
 V_n = resistencia nominal al corte, lb
 V_s = resistencia nominal en corte de un único anclaje o grupo de anclajes gobernada por la

resistencia del acero, según lo definido en D.6.1.1 ó D.6.1.2, lb

V_u = carga de corte factoreada, lb

ϕ = factor de reducción de la resistencia (ver D.4.4 y D.4.5)

ψ_1 = factor de modificación, para la resistencia en tracción, que toma en cuenta los grupos de anclajes cargados de manera excéntrica, según lo definido en D.5.2.4

ψ_2 = factor de modificación, para la resistencia en tracción, que toma en cuenta las distancias a los bordes menores que $1,5h_{ef}$, según lo definido en D.5.2.5

ψ_3 = factor de modificación, para la resistencia en tracción, que toma en cuenta la fisuración, según lo definido en D.5.2.6 y D.5.2.7

ψ_4 = factor de modificación, para la resistencia al arrancamiento, que toma en cuenta la fisuración, según lo definido en D.5.3.1 y D.5.3.6

ψ_5 = factor de modificación, para la resistencia en corte, que toma en cuenta los grupos de anclajes cargados de manera excéntrica, según lo definido en D.6.2.5

ψ_6 = factor de modificación, para la resistencia en corte, que toma en cuenta las distancias a los bordes menores que $1,5c_l$, según lo definido en D.6.2.6

ψ_7 = factor de modificación, para la resistencia en corte, que toma en cuenta la fisuración, según lo definido en D.6.2.7

RD.0 - Notación

A_{se} = Los fabricantes de anclajes de expansión que tienen su sección transversal reducida para el mecanismo de expansión deberían proporcionar el área efectiva de la sección transversal del anclaje. Para los bulones roscados, 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 rosca por pulgada

e_N = Excentricidad real de una fuerza normal sobre un dispositivo de fijación

h_{ef} = En la Fig. RD.1 se ilustran las profundidades efectivas de empotramiento para una variedad de tipos de anclaje.

D.1 - Definiciones

Anclaje - Elemento de acero ya sea colado en el hormigón o bien instalado posteriormente en un miembro de hormigón endurecido y utilizado para transmitir las cargas aplicadas, incluyendo los bulones con cabeza, anclajes de expansión o anclajes rebajados.

Grupo de anclajes - Número de anclajes de aproximadamente igual profundidad efectiva de empotramiento, estando cada anclaje separado menos de tres veces su profundidad de empotramiento de uno o más anclajes adyacentes.

Resistencia al arrancamiento del anclaje - Resistencia correspondiente al dispositivo de anclaje o a un componente principal del anclaje que se desliza fuera del hormigón sin desprender una porción sustancial del hormigón que lo rodea.

Dispositivo de fijación - Conjunto estructural, externo a la superficie del hormigón, que transmite cargas al anclaje o recibe cargas del anclaje.

Elemento de acero frágil - Elemento con un alargamiento en ensayo de tracción menor que 14 por ciento, o una reducción seccional de menos de 30 por ciento, o ambos.

Anclaje colado in situ - Bulón con cabeza, perno con cabeza o bulón con gancho instalado antes de colar el hormigón.

Resistencia al desprendimiento del hormigón - Resistencia correspondiente a un volumen de hormigón que rodea al anclaje o al grupo de anclajes separándose del miembro.

Resistencia al arrancamiento del hormigón - Resistencia correspondiente a la formación de un trozo suelto de hormigón detrás de un anclaje corto y rígido con una base empotrada que se desplaza en la dirección opuesta a la fuerza de corte aplicada.

Camisa distanciadora - Camisa que envuelve la parte central de un anclaje rebajado, anclaje de

expansión de torque controlado o anclaje de expansión de desplazamiento controlado, pero que no se expande.

Elemento de acero dúctil - Elemento con un alargamiento en ensayo de tracción de al menos 14 por ciento, o una reducción seccional de al menos 30 por ciento. Los elementos de acero que satisfacen los requisitos de ASTM A 307 se considerarán dúctiles.

Distancia al borde - Distancia entre el borde de la superficie de hormigón y el centro del anclaje más cercano.

Profundidad efectiva de empotramiento - Profundidad total en la cual el anclaje transfiere fuerza hacia o desde el hormigón que lo rodea. La profundidad efectiva de empotramiento normalmente será la profundidad de la superficie de falla del hormigón en las aplicaciones traccionadas. Para bulones de anclaje con cabeza y pernos con cabeza colados in situ, la profundidad efectiva de empotramiento se mide a partir de la superficie de contacto de la cabeza. (Ver Fig. RD.1)

Anclaje de expansión - Anclaje instalado en hormigón endurecido que transfiere cargas desde o hacia el hormigón por apoyo directo o fricción o ambos. Los anclajes de expansión pueden ser de torque controlado, en los cuales la expansión se logra por medio de un torque que actúa sobre el tornillo o bulón; o bien de desplazamiento controlado, en los cuales la expansión se logra por medio de fuerzas de impacto que actúan sobre una camisa o tapón y la expansión es controlada por la longitud de avance de la camisa o tapón.

Camisa de expansión - La parte exterior de un anclaje de expansión que es forzada hacia fuera por la parte central, ya sea aplicando torque o impacto, para apoyar contra los lados de un orificio preperforado.

Porcentil 5 - Término estadístico que significa una confianza del 90 por ciento de que hay un 95 por ciento de probabilidad de que la resistencia real sea mayor que la resistencia nominal.

Bulón con gancho - Anclaje colado in situ anclado principalmente por la trabazón mecánica del codo a 90 grados (bulón en L) o el codo a 180 grados (bulón en J) ubicado en su extremo inferior, con un e_h mínimo de $3d_o$.

Perno con cabeza - Anclaje de acero que satisface los requisitos de AWS D1.1 y fijado a una placa de acero o dispositivo de fijación similar mediante el proceso de soldadura de arco antes del colado.

Anclaje instalado en hormigón endurecido - Anclaje instalado una vez que el hormigón ha endurecido. Los anclajes de expansión y los anclajes rebajados constituyen ejemplos de anclajes instalados en hormigón endurecido.

Área proyectada - Área en la superficie libre del miembro de hormigón utilizada para representar la base mayor de la superficie de falla rectilínea supuesta.

Resistencia al descascaramiento del recubrimiento lateral - Resistencia de los anclajes con empotramiento más profundo pero recubrimiento lateral de menor espesor correspondiente al descascaramiento del hormigón en la cara lateral alrededor de la cabeza empotrada mientras no se produce un desprendimiento importante en la superficie superior del hormigón.

Inserto especializado - Anclajes colados in situ prediseñados y prefabricados, específicamente diseñados para la fijación de conexiones abulonadas o ranuradas. A menudo los insertos especializados se utilizan durante el manipuleo, el transporte y la colocación, pero también se utilizan para anclar elementos estructurales. Los insertos especializados no son abarcados por el alcance de este apéndice.

Armadura suplementaria - Armadura dimensionada para atar un prisma de hormigón de falla potencial al miembro estructural.

Anclaje rebajado - Anclaje instalado en hormigón endurecido que desarrolla su resistencia a la tracción en base a la trabazón mecánica provista por el rebaje del hormigón en el extremo empotrado del anclaje. El rebajado se logra con un taladro especial antes de instalar el anclaje o,

alternativamente, con el propio anclaje durante su instalación.

RD.1 - Definiciones

Elemento de acero frágil y elemento de acero dúctil - El alargamiento del 14 por ciento se deberá medir sobre la longitud calibrada especificada en la norma ASTM adecuada para el acero correspondiente.

Porcentil 5 - La determinación del coeficiente K asociado con el porcentil 5, $\bar{x} - K\sigma$, depende del número de ensayos, n , usados para calcular \bar{x} y σ . Los valores de K varían, por ejemplo, entre 1,645 para $n = \infty$ y 2,010 para $n = 40$, y 2,568 para $n = 10$. Con esta definición del porcentil 5 la resistencia nominal de D.4.2 es igual a la resistencia característica de ACI 355.2.

D.2 - Alcance

D.2.1 - Este apéndice proporciona requisitos de diseño para anclajes en hormigón usados para transmitir cargas estructurales entre elementos conectados por medio de tracción, corte, o una combinación de tracción y corte. Los niveles de seguridad especificados son para condiciones de servicio, y no para condiciones temporarias de manipuleo y montaje.

RD.2.1 - El alcance del Apéndice D se restringe a los anclajes estructurales que transmiten cargas estructurales desde los dispositivos de fijación a los miembros de hormigón. Los niveles de seguridad definidos por las combinaciones de factores de carga y factores ϕ son adecuados para las aplicaciones estructurales. Es posible que otras normas requieran niveles de seguridad más estrictos para las condiciones temporarias que se dan durante el manipuleo.

D.2.2 - Este apéndice se aplica tanto a anclajes colados in situ como a anclajes instalados en hormigón endurecido. No se incluyen los insertos especializados, bulones pasantes, anclajes múltiples conectados a una única placa de acero en el extremo empotrado de los anclajes, anclajes adhesivos o cementados y anclajes directos tales como clavos o bulones neumáticos. La armadura

utilizada como parte del empotramiento se deberá diseñar de acuerdo con otras partes del código.

RD.2.2 - La gran variedad de geometrías y configuraciones de los insertos especializados hace que sea difícil prescribir ensayos y ecuaciones de diseño generalizadas. Por lo tanto, no se los ha incluido dentro del alcance del Apéndice D. El uso de anclajes adhesivos está ampliamente difundido y su comportamiento puede ser adecuado. Sin embargo, por el momento este tipo de anclajes queda excluido del alcance de este apéndice.

D.2.3 - Se incluyen los pernos con cabeza y los bulones con cabeza para los cuales se haya demostrado que su geometría da como resultado una resistencia al arrancamiento en hormigón no fisurado mayor o igual que $1,4N_p$, donde N_p está dado por la Ec. (D-10a). Se incluyen los bulones con gancho para los cuales se haya demostrado que su geometría da como resultado una resistencia al arrancamiento sin el beneficio de la fricción en hormigón no fisurado mayor o igual que $1,4N_p$, donde N_p está dado por la Ec. (D-10b). Se incluyen los anclajes instalados en hormigón endurecido que satisfacen los requisitos de evaluación de ACI 355.2. Se deberá haber demostrado mediante ensayos de precalificación que los anclajes instalados en hormigón endurecido son adecuados.

RD.2.3 - Los típicos pernos con cabeza y bulones con cabeza colados in situ cuyas geometrías son consistentes con ANSI/ASME B1.1,^{D.1} B18.2.1,^{D.2} y B18.6^{D.3} han sido ensayado y se ha demostrado que se comportan de manera predecible, de manera que los valores de arrancamiento calculados son aceptables. Los anclajes instalados en hormigón endurecido no tienen capacidades de arrancamiento predecibles, y por lo tanto deben ser ensayados. Para que un anclaje instalado en hormigón endurecido se pueda utilizar junto con los requisitos de este apéndice, es necesario que los resultados de los ensayos de ACI 355.2 indiquen que las fallas por arrancamiento exhiben una característica carga-desplazamiento adecuada, o bien que no habrá fallas por arrancamiento sino otros modos de falla.

D.2.4 - Las aplicaciones que implican predominantemente elevadas cargas cíclicas de

fatiga o cargas de impacto no están cubiertas por este apéndice.

RD.2.4- Al excluir del alcance de este apéndice los efectos de las cargas que producen fatiga o los impactos de muy corta duración (tales como las ondas expansivas o de choque) no se pretende excluir los efectos de las cargas sísmicas. D.3.3 presenta requisitos adicionales para los diseños que incluyen cargas sísmicas.

D.3 - Requisitos generales

D.3.1 - Los anclajes y grupos de anclajes se deberán diseñar para los efectos críticos de las cargas factoreadas según lo determinado mediante análisis elástico. Están permitidos los análisis plásticos cuando la resistencia nominal está controlada por elementos de acero dúctil, siempre que se tome en cuenta la compatibilidad de las deformaciones.

RD.3.1 - Si la resistencia de un grupo de anclajes está controlada por el desprendimiento del hormigón, el comportamiento es frágil y la redistribución de las fuerzas entre los anclajes más traccionados y menos traccionados es limitada. En este caso, se requiere usar la teoría de la elasticidad asumiendo que el dispositivo de fijación que distribuye las cargas a los anclajes es suficientemente rígido. Se considera que las fuerzas en los anclajes son proporcionales a la carga externa y a su distancia al eje neutro del grupo de anclajes.

Si la resistencia del anclaje está controlada por la fluencia dúctil del acero puede haber una redistribución significativa de las fuerzas de anclaje. En este caso un análisis basado en la teoría de la elasticidad sería conservador. Las Referencias D.5 a D.7 discuten un análisis no lineal que emplea la teoría de la plasticidad para determinar las capacidades de grupos de anclajes dúctiles.

D.3.2 - La resistencia de diseño de los anclajes deberá ser mayor o igual que la mayor resistencia requerida calculada en base a las combinaciones de cargas aplicables de 9.2.

D.3.3 - Si el diseño del anclaje incluye cargas sísmicas se deberán aplicar los requisitos adicionales de D.3.3.1 a D.3.3.4.

RD.3.3 - Se requiere que los anclajes estructurales instalados en hormigón endurecido estén calificados para su uso en zonas de riesgo sísmico moderado o elevado, habiendo aprobado los Ensayos de Simulación Sísmica de ACI 355.2.

Además, el diseño de anclajes en zonas de riesgo sísmico moderado o elevado se basa en un enfoque más conservador, introduciendo un factor de 0,75 para la resistencia de diseño ϕN_n y ϕV_n , y requiriendo fracturas dúctiles. Alternativamente, se puede utilizar un valor de resistencia de anclaje más elevado si el dispositivo de fijación siendo sujetado está diseñado de manera de asegurar la fluencia dúctil del dispositivo de fijación a una carga bien por debajo de la mínima resistencia probable del anclaje. Para que un anclaje sea aceptable en situaciones de carga sísmica se requiere que el sistema tenga ductilidad adecuada. Se requiere que el anclaje demuestre la capacidad de soportar grandes desplazamientos en varios ciclos según lo especificado en los ensayos de simulación sísmica de ACI 355.2. Si el anclaje no puede satisfacer estos requisitos se requiere que el dispositivo de fijación esté diseñado de manera de llegar a la fluencia a una carga bien por debajo de la capacidad del anclaje. Al diseñar los dispositivos de fijación para una adecuada ductilidad se debería considerar la relación entre la capacidad de fluencia y la capacidad de carga última. Un elemento de conexión sólo podría llegar a la fluencia y provocar una falla secundaria a medida que uno o más elementos se endurecen por deformación y fallan si la capacidad de carga última es excesiva con relación a la capacidad de fluencia.

Bajo condiciones sísmicas, la dirección de las cargas de corte puede no ser predecible. Para lograr un diseño seguro se debe suponer la totalidad de la carga de corte actuando en cualquier dirección.

D.3.3.1 - En regiones de riesgo sísmico moderado o elevado, o para estructuras asignadas a categorías de comportamiento o diseño sísmico intermedio o elevado, los anclajes estructurales instalados en hormigón endurecido que se utilizan según D.2.3 deberán haber pasado los Ensayos de Simulación Sísmica de ACI 355.2.

D.3.3.2 - En regiones de riesgo sísmico moderado o elevado, o para estructuras asignadas a categorías

de comportamiento o diseño sísmico intermedio o elevado, la resistencia de diseño de los anclajes se deberá tomar como $0,75\phi N_n$ y $0,75\phi V_n$, donde ϕ está dado en D.4.4 ó D.4.5 y N_n y V_n se determinan de acuerdo con D.4.1.

D.3.3.3 - En regiones de riesgo sísmico moderado o elevado, o para estructuras asignadas a categorías de comportamiento o diseño sísmico intermedio o elevado, los anclajes se deberán diseñar de manera que sean gobernados por la resistencia a la tracción o al corte de un elemento de acero dúctil, a menos que se satisfaga D.3.3.4.

D.3.3.4 - En reemplazo de D.3.3.3, el dispositivo de fijación que el anclaje está conectando a la estructura se deberá diseñar de manera que el dispositivo de fijación experimente fluencia dúctil a un nivel de carga no mayor que el 75 por ciento de la mínima resistencia de diseño del anclaje.

D.3.4 - Todos los requisitos para resistencia a la tracción axial y al corte de los anclajes se aplican para hormigón de peso normal. Si se utiliza hormigón de agregados livianos, los requisitos para N_n y V_n se deberán modificar multiplicando todos los valores de $\sqrt{f'_c}$ que afectan a N_n y V_n por 0,75 para todos los hormigones livianos y por 0,85 para el hormigón de arena y agregados livianos. Estará permitido interpolar linealmente cuando la arena se reemplaza parcialmente.

D.3.5 - Los valores de f'_c utilizados en los cálculos de este apéndice no deberán ser mayores que 10.000 psi para anclajes colados in situ, ni 8.000 psi para anclajes instalados en hormigón endurecido. Para los anclajes instalados en hormigón endurecido empleados en hormigones con f'_c mayor que 8.000 psi se requieren ensayos.

RD.3.5 - Un número limitado de ensayos de anclajes colados in situ e instalados en hormigón endurecido utilizados en hormigón de alta resistencia^{D.4} indican que los procedimientos de diseño contenidos en este apéndice se vuelven no conservadores, particularmente para los anclajes colados in situ, para $f'_c = 11.000$ a 12.000 psi. Hasta que haya mayor información disponible, para el diseño de los anclajes colados in situ se ha impuesto un límite superior de $f'_c = 10.000$ psi.

Esto es consistente con los Capítulos 11 y 12. La norma provisoria ACI 355.2 no requiere ensayar los anclajes instalados a posteriori en hormigón endurecido con f'_c mayor que 8.000 psi porque para algunos anclajes instalados en hormigón endurecido puede resultar difícil expandirse en hormigones de muy elevada resistencia. Por este motivo, a menos que se lleven a cabo ensayos, para el diseño de anclajes instalados en hormigón endurecido f'_c se limita a 8.000 psi.

D.4 - Requisitos generales para la resistencia de los anclajes

D.4.1 - El diseño por resistencia de los anclajes se deberá basar ya sea en cálculos utilizando modelos de diseño que satisfagan los requisitos de D.4.2, o bien en la evaluación de ensayos utilizando los resultados correspondientes al percentil 5 para los siguientes valores:

- resistencia del acero del anclaje en tracción (D.5.1)
- resistencia del acero del anclaje en corte (D.6.1)
- resistencia al desprendimiento del hormigón del anclaje en tracción (D.5.2)
- resistencia al desprendimiento del hormigón del anclaje en corte (D.6.2)
- resistencia al arrancamiento del anclaje en tracción (D.5.3)
- resistencia al descascaramiento del recubrimiento lateral de hormigón del anclaje en tracción (D.5.4)
- resistencia al arrancamiento del hormigón del anclaje en corte (D.6.3)

Además, los anclajes deberán satisfacer las distancias al borde, separaciones y espesores requeridos para impedir las fallas por hendimiento, según lo especificado en D.8.

RD.4.1 - Esta sección proporciona requisitos para establecer la resistencia de los anclajes en hormigón. En las Figs. RD.4.1.A y RD.4.1.B se ilustran diferentes modos de falla del acero y el hormigón en los anclajes. Las Referencias D.8 a D.10 incluyen una discusión de los modos de falla de los anclajes. Para establecer las resistencias relacionadas con el hormigón se puede utilizar cualquier modelo que satisfaga los requisitos de

D.4.2 y D.4.3. Para anclajes tales como los bulones con cabeza, pernos con cabeza y anclajes instalados en hormigón endurecido, es aceptable el método de diseño en base al desprendimiento del hormigón de D.5.2 y D.6.2. La resistencia del anclaje también depende de la resistencia al arrancamiento del anclaje de D.5.3, la resistencia al descascaramiento del recubrimiento lateral de hormigón de D.5.4, y de las mínimas separaciones y distancias al borde de D.8. El diseño de anclajes para tracción reconoce que la resistencia de los anclajes depende de su correcta instalación; los requisitos de instalación se incluyen en D.9. Algunos anclajes instalados en hormigón endurecido son menos sensibles a los errores y tolerancias de instalación. Esto se refleja en los diferentes factores ϕ basados en los criterios de evaluación de ACI 355.2.

También se pueden utilizar procedimientos de ensayo para determinar la resistencia al desprendimiento del hormigón de un único anclaje en tracción y en corte. Sin embargo, se requiere evaluar los resultados de los ensayos sobre una base estadísticamente equivalente a la utilizada para seleccionar los valores para el método de desprendimiento del hormigón "que se considera que satisface" los requisitos de D.4.2. La resistencia básica no se puede tomar mayor que el percentil 5. El número de ensayos debe ser suficiente para tener validez estadística y se debería considerar al determinar el percentil 5.

D.4.1.1 - Para el diseño de los anclajes, a excepción de lo requerido en D.3.3,

$$\phi N_n \geq N_u \quad (D-1)$$

$$\phi V_n \geq V_u \quad (D-2)$$

D.4.1.2 - En las Ecs. (D-1) y (D-2) ϕN_n y ϕV_n son las menores resistencias de diseño determinadas para todos los modos de falla correspondientes. ϕN_n es la menor resistencia de diseño en tracción de un anclaje o grupo de anclajes determinada considerando ϕN_s , ϕN_{pn} , ya sea ϕN_{sb} o ϕN_{sbg} , y ya sea ϕN_{cb} o ϕN_{cbg} . ϕV_n es la menor resistencia de diseño en corte de un anclaje o grupo de anclajes determinada considerando ϕV_s , ya sea ϕV_{cb} o ϕV_{cbg} , y ϕV_{cp} .

D.4.1.3 - Si hay tanto N_u como V_u se deberán considerar los efectos de interacción de acuerdo con D.4.3.

D.4.2 - La resistencia nominal para cualquier anclaje o grupo de anclajes se deberá basar en modelos de diseño que predigan resistencias que concuerden sustancialmente con los resultados de ensayos comprensivos. Los materiales utilizados en los ensayos deberán ser compatibles con los materiales utilizados en la estructura. La resistencia nominal se deberá basar en el percentil 5 de la resistencia básica de un anclaje individual. Para las resistencias nominales relacionadas con la resistencia del hormigón se deberán considerar las modificaciones debidas a los efectos del tamaño, el número de anclajes, los efectos de la poca separación de los anclajes, la proximidad a los bordes, la profundidad del miembro de hormigón, la carga excéntrica de los grupos de anclajes, y la presencia o ausencia de fisuración. En los modelos de diseño los límites de las distancias a los bordes y separación de los anclajes deberán ser consistentes con los ensayos que verificaron el modelo.

RD.4.2 y 4.3 - D.4.2 y D.4.3 establecen los factores de comportamiento para los cuales se requiere verificar los modelos de diseño de los anclajes. Existen numerosos enfoques de diseño posibles, y siempre está permitido diseñar "conforme a ensayos" utilizando D.4.2 siempre que haya datos suficientes disponibles para verificar el modelo.

D.4.2.1 - Estará permitido incluir el efecto de la armadura suplementaria dispuesta para confinar o restringir el desprendimiento del hormigón, o ambas, en los modelos de diseño usados para satisfacer D.4.2.

RD.4.2.1 - La adición de armadura suplementaria en la dirección de la carga, armadura de confinamiento, o una combinación de ambas puede mejorar notablemente la resistencia y la ductilidad de la conexión anclada. Esta mejora resulta práctica en el caso de los anclajes colados in situ, tal como los utilizados en las secciones premoldeadas.

La resistencia al corte de los anclajes con cabeza ubicados cerca del borde de un miembro se puede aumentar significativamente disponiendo armadura suplementaria apropiada. Las Referencias D.8, D.11 y D.12 contienen

información sobre el diseño de este tipo de armadura. El efecto de esta armadura suplementaria no está incluido en los ensayos de aceptación de ACI 355.2 ni en el método de cálculo de D.5.2 y D.6.2. Para incluir los efectos de la armadura suplementaria el diseñador debe confiar en otros datos de ensayo y teorías de diseño.

Para los anclajes que superan las limitaciones de D.4.2.2, o para situaciones donde las restricciones geométricas limitan la capacidad de desprendimiento, o ambas, en lugar de calcular la capacidad de desprendimiento se puede disponer armadura orientada en la dirección de carga y dimensionada para resistir la carga total dentro del prisma de desprendimiento, y totalmente anclada en ambos lados de los planos de desprendimiento.

La resistencia al desprendimiento de una conexión no armada se puede tomar como una indicación de la carga a la cual habrá una fisuración significativa. Si no se la controla, esta fisuración puede representar un problema de serviciabilidad. (Ver RD.6.2.1)

D.4.2.2 - Para los anclajes con diámetro no mayor que 2 in., y empotramientos de tracción de no más de 25 in. de profundidad, los requisitos de resistencia al desprendimiento del hormigón se considerarán satisfechos por los procedimientos de diseño de D.5.2 y D.6.2.

RD.4.2.2 - El método para el diseño en base al desprendimiento del hormigón incluido que se considera satisface D.4.2 fue desarrollado a partir del Método de Diseño del Hormigón por Capacidad (CCD - Concrete Capacity Design Method)^{D.9, D.10}, el cual fue una adaptación del Método κ ^{D.13, D.14}, y se considera preciso, de aplicación relativamente sencilla y capaz de extenderse a disposiciones irregulares. El Método CCD predice la capacidad de carga de un anclaje o grupo de anclajes utilizando una ecuación básica para tracción o para corte para un único anclaje en hormigón fisurado, y multiplicando por factores que toman en cuenta el número de anclajes, las distancias a los bordes, la separación, la excentricidad y la ausencia de fisuración. Las limitaciones sobre el tamaño y longitud de empotramiento de los anclajes se basan en el rango de los datos de ensayos actualmente disponibles.

Los cálculos de la resistencia al desprendimiento se basan en un modelo sugerido

en el Método κ . Son consistentes con un ángulo del prisma de desprendimiento de aproximadamente 35 grados [Figs. RD.4.2(a) y (b)]

D.4.3 - La resistencia a la combinación de cargas de tracción y corte se considerará en el diseño utilizando una ecuación de interacción con la cual se obtengan resultados que concuerden sustancialmente con los resultados de ensayos comprensivos. Este requisito se considerará satisfecho por D.7.

D.4.4 - Cuando se utilicen las combinaciones de cargas de 9.2 el factor de reducción de la resistencia ϕ para los anclajes en hormigón será de la siguiente manera:

Anclaje gobernado por la resistencia de un elemento de acero dúctil

- i) Cargas de tracción 0,75
- ii) Cargas de corte 0,65

Anclaje gobernado por la resistencia de un elemento de acero frágil

- i) Cargas de tracción 0,65
- ii) Cargas de corte 0,60

Anclaje gobernado por la resistencia al desprendimiento del hormigón, resistencia al descascaramiento del recubrimiento lateral de hormigón, resistencia al arrancamiento del anclaje o resistencia al arrancamiento del hormigón

	Condición A	Condición B
i) Cargas de corte	0,75	0,70
ii) Cargas de tracción		
Pernos con cabeza, bulones con cabeza o bulones con gancho colados in situ	0,75	0,70
Anclajes instalados en hormigón endurecido con categoría según lo determinado en base a ACI 355.2		

Categoría 1 (Baja sensibilidad a la instalación y elevada confiabilidad)	0,75	0,65
Categoría 2 (Mediana sensibilidad a la instalación y mediana confiabilidad)	0,65	0,55
Categoría 3 (Elevada sensibilidad a la instalación y menor confiabilidad)	0,55	0,45

La condición A se aplica cuando las potenciales superficies de falla del hormigón son cruzadas por armadura suplementaria dimensionada para atar el potencial prisma de falla de hormigón al miembro estructural. La condición B se aplica cuando no se dispone esta armadura suplementaria, o cuando gobierna la resistencia al arrancamiento del anclaje o al arrancamiento del hormigón.

RD.4.4 - Los factores ϕ para la resistencia del acero se basan en el empleo de f_{ut} para determinar la resistencia nominal del anclaje (ver D.5.1 y D.6.1) y no f_y como se utiliza en el diseño de miembros de hormigón armado. Aunque los valores de ϕ a utilizar con f_{ut} parecen bajos, con ellos se obtiene un nivel de seguridad consistente con la aplicación de factores ϕ mayores a f_y . Los factores ϕ que se utilizan para corte son menores que los que se utilizan para tracción; esto no refleja diferencias básicas del material sino que más bien toma en cuenta la posibilidad de una distribución no uniforme del corte en las conexiones con múltiples anclajes. Es aceptable tener una falla dúctil de un elemento de acero en el dispositivo de fijación si el dispositivo de fijación está diseñado de manera de experimentar fluencia a un nivel de carga no mayor que el 75 por ciento de la mínima resistencia de diseño de un anclaje (ver D.3.3.4). Para los anclajes gobernados por la falla de desprendimiento del hormigón o por la falla de descascaramiento del recubrimiento lateral, fallas que son más frágiles, se reconocen dos condiciones. Si se dispone armadura suplementaria para atar el prisma de falla al miembro estructural (Condición A) hay más ductilidad que si no se dispone esta armadura suplementaria (Condición B). En RD.4.2.1 y en las Referencias D.4 a D.6 y

D.17 se discute el diseño de la armadura suplementaria. En RD.4.5 también se discuten los factores de reducción de la resistencia.

Los ensayos de ACI 355.2 para sensibilidad a los procedimientos de instalación determinan la categoría adecuada para cada dispositivo de anclaje en particular. En los ensayos de ACI 355.2 se consideran los efectos de la variabilidad del torque en los anclajes durante su instalación, la tolerancia del tamaño de los orificios perforados, el nivel de energía utilizado al instalar los anclajes, y para los anclajes aprobados para su uso en hormigón fisurado también se consideran los mayores anchos de fisura. Las tres categorías de anclajes instalados en hormigón endurecido aceptables son:

Categoría 1 - Baja sensibilidad a la instalación y elevada confiabilidad;

Categoría 2 - Mediana sensibilidad a la instalación y mediana confiabilidad; y

Categoría 3 - Elevada sensibilidad a la instalación y menor confiabilidad.

Las capacidades de los anclajes bajo cargas de corte no son tan sensibles a los errores y tolerancias de la instalación. Por lo tanto, para los cálculos al corte de todos los anclajes $\phi = 0,75$ para la Condición A y $\phi = 0,70$ para la Condición B.

D.4.5 - Cuando se utilicen las combinaciones de cargas a las cuales se hace referencia en el Apéndice C, el factor de reducción de la resistencia ϕ para los anclajes en hormigón será de la siguiente manera:

Anclaje gobernado por la resistencia de un elemento de acero dúctil

- i) Cargas de tracción 0,80
- ii) Cargas de corte 0,75

Anclaje gobernado por la resistencia de un elemento de acero frágil

- i) Cargas de tracción 0,70
- ii) Cargas de corte 0,65

Anclaje gobernado por la resistencia al desprendimiento del hormigón, resistencia al descascaramiento del recubrimiento lateral de hormigón, resistencia al arrancamiento del anclaje o resistencia al arrancamiento del hormigón

	Condición A	Condición B
i) Cargas de corte	0,85	0,75
ii) Cargas de tracción		
Pernos con cabeza, bulones con cabeza o bulones con gancho colados in situ	0,85	0,75
Anclajes instalados en hormigón endurecido con categoría según lo determinado en base a ACI 355.2		
Categoría 1 (Baja sensibilidad a la instalación y elevada confiabilidad)	0,85	0,75
Categoría 2 (Mediana sensibilidad a la instalación y mediana confiabilidad)	0,75	0,65
Categoría 3 (Elevada sensibilidad a la instalación y menor confiabilidad)	0,65	0,55

La condición A se aplica cuando las potenciales superficies de falla del hormigón son cruzadas por armadura suplementaria dimensionada para atar el potencial prisma de falla de hormigón al miembro estructural. La condición B se aplica cuando no se dispone esta armadura suplementaria, o cuando gobierna la resistencia al arrancamiento del anclaje o al arrancamiento del hormigón.

RD.4.5 - Como se observó en R9.1, el Código 2002 incorporó los factores de carga de ASCE 7-98 y los correspondientes factores de reducción de la resistencia del Apéndice C de 1999 en 9.2 y 9.3, excepto que se incrementó el factor correspondiente a flexión. Los estudios realizados para determinar los factores ϕ a utilizar para el Apéndice D se basan en los factores de carga y reducción de la resistencia de las secciones 9.2 y 9.3 de 1999. En D.4.5 se presentan los factores ϕ resultantes a utilizar con los factores de carga del Apéndice C de 2002. Los factores ϕ a utilizar con los factores de carga del Apéndice C de 1999 se determinaron de manera consistente con los demás

factores ϕ del Apéndice C de 1999. En D.4.4 se presentan estos factores ϕ a utilizar con los factores de carga de la sección 9.2 de 2002. Debido a que se realizaron estudios para determinar los factores ϕ a utilizar con el Apéndice D para los modos de falla frágiles del hormigón para los factores de carga y reducción de la resistencia dados en el Apéndice C, en esta sección se discute cómo se seleccionaron estos factores ϕ .

Aunque el factor ϕ correspondiente a hormigón simple del Apéndice C utiliza un valor de 0,65, el factor básico para fallas frágiles del hormigón ($\phi = 0,75$) se seleccionó en base a resultados de estudios probabilísticos^{D.1} que indicaron que el uso de $\phi = 0,65$ con valores medios de las fallas controladas por el hormigón producían niveles de seguridad adecuados. Debido a que las expresiones para resistencia nominal utilizadas en este apéndice y en los requisitos de ensayo se basan en el percentil 5, el valor $\phi = 0,65$ sería demasiado conservador. La comparación con otros procedimientos de diseño y estudios probabilísticos^{D.15} indicaron que se justificaba la elección de $\phi = 0,75$. Para aplicaciones con armadura suplementaria y fallas más dúctiles (Condición A), los factores ϕ se incrementan. El valor de $\phi = 0,85$ es compatible con el nivel de seguridad para las fallas por corte en vigas de hormigón, y es el valor recomendado en el Manual de Diseño PCI^{D.16} y ACI 349.^{D.17}

D.5 - Requisitos de diseño para cargas de tracción

D.5.1 - Resistencia del acero del anclaje en tracción

D.5.1.1 - La resistencia nominal N_s de un anclaje en tracción gobernada por el acero se deberá evaluar mediante cálculos en base a las propiedades del material del anclaje y sus dimensiones físicas.

D.5.1.2 - La resistencia nominal N_s de un anclaje o grupo de anclajes en tracción no deberá ser mayor que:

$$N_s = n A_{se} f_{ut} \quad (D-3)$$

donde f_{ut} no se deberá tomar mayor que $1,9f_y$ ó 125.000 psi.

RD.5.1.2 - La resistencia nominal a la tracción de los anclajes se representa mejor mediante la expresión $A_{se} f_{ut}$ que mediante $A_{se} f_y$, ya que la gran mayoría de los materiales de los anclajes no presentan un punto de fluencia bien definido. Desde la edición 1986 de sus especificaciones, AISC (American Institute of Steel Construction) ha basado la resistencia a la tracción de los anclajes en $A_{se} f_{ut}$. Usando la Ec. (D-3) junto con los factores de carga de 9.2 y los factores ϕ de D.4.4 se obtienen resistencias de diseño consistentes con las Especificaciones para Diseño por Factores de Carga y Resistencia de AISC.

La intención de la limitación de $1,9f_y$ impuesta a f_{ut} es asegurar que, bajo condiciones de cargas de servicio, el anclaje no supere f_y . Esta limitación fue determinada convirtiendo los requisitos del Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD) a las condiciones de cargas de servicio correspondientes. Para la Sección 9.2, el factor de carga medio de 1,4 (de $1,2D + 1,6L$) dividido por el factor ϕ más elevado (0,75 para tracción) da por resultado un límite de f_{ut}/f_y igual a $1,4/0,75 = 1,87$. Para el Apéndice C, el factor de carga promedio de 1,55 (de $1,4D + 1,7L$) dividido por el factor ϕ más elevado (0,80 para tracción) da por resultado un límite de f_{ut}/f_y igual a $1,55/0,8 = 1,94$. Para consistencia de los resultados, el límite de serviciabilidad para f_{ut} se tomó como $1,9f_y$. Si la relación entre f_{ut} y f_y es mayor que este valor, el anclaje puede estar sujeto a cargas de servicio superiores a f_y . Aunque no constituye un motivo de preocupación para los anclajes de acero estructural estándar (para ASTM A 307 el máximo valor de f_{ut}/f_y es 1,6), esta limitación es aplicable a algunos aceros inoxidables.

D.5.2 - Resistencia al desprendimiento del hormigón del anclaje en tracción

D.5.2.1 - La resistencia nominal al desprendimiento del hormigón, N_{cb} o N_{cbg} , de un anclaje o grupo de anclajes en tracción no deberá ser mayor que:

para un único anclaje:

$$N_{cb} = \frac{A_N}{A_{No}} \psi_2 \psi_3 N_b \quad (D-4a)$$

para un grupo de anclajes:

$$N_{cgb} = \frac{A_N}{A_{No}} \psi_1 \psi_2 \psi_3 N_b \quad (D-4b)$$

A_N es el área proyectada de la superficie de falla para el anclaje o grupo de anclajes que se deberá aproximar 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 no deberá ser mayor que nA_{No} , donde n es el número de anclajes traccionados en el grupo. A_{No} es el área proyectada de la superficie de falla de un único anclaje alejado de los bordes:

$$A_{No} = 9h_{ef}^2 \quad (D-5)$$

RD.5.2.1 - Los efectos de múltiples anclajes, separación de los anclajes y distancia al borde sobre la resistencia nominal al desprendimiento del hormigón en tracción se incluyen aplicando los factores de modificación A_N/A_{No} y ψ_2 en la Ec. (D-4).

La Fig. RD.5.1(a) muestra A_{No} y el desarrollo de la Ec. (D-5). A_{No} es la máxima área proyectada para un único anclaje. La Fig. RD.5.1(b) ilustra ejemplos de las áreas proyectadas para diferentes disposiciones de uno o múltiples anclajes. Debido a que A_N es el área proyectada total para un grupo de anclajes y A_{No} es el área para un único anclaje, en las Ecs. (D-4a) ó (D-4b) no es necesario incluir n , es decir, el número de anclajes. Si hay grupos de anclajes dispuestos de manera tal que sus áreas proyectadas se superponen, se requiere reducir el valor de A_N de manera acorde.

D.5.2.2 - La resistencia básica al desprendimiento del hormigón N_b de un único anclaje en tracción en hormigón fisurado no deberá ser mayor que:

$$N_b = k \sqrt{f_c'} h_{ef}^{1,5} \quad (D-6a)$$

donde $k = 24$ para anclajes colados in situ y
 $k = 17$ para anclajes instalados en
hormigón endurecido

Alternativamente, para pernos con cabeza y bulones con cabeza colados in situ con $11 \text{ in.} \leq h_{ef} \leq 25 \text{ in.}$, la resistencia básica al desprendimiento

del hormigón de un único anclaje en tracción en hormigón fisurado no deberá ser mayor que:

$$N_b = 16 \sqrt{f_c'} h_{ef}^{5/3} \quad (D-6b)$$

RD.5.2.2 - La ecuación básica para la capacidad del anclaje se derivó^{D.9-D.1, D.14} suponiendo un prisma de falla de hormigón con un ángulo de aproximadamente 35 grados, considerando los conceptos de la mecánica de fallas.

Los valores de k 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 correspondientes a hormigón fisurado.^{D.10, D.18} Se pueden permitir mayores valores de k para los anclajes instalados en hormigón endurecido, siempre que hayan sido determinados mediante ensayos de aprobación de acuerdo con ACI 355.2. Si se utilizan valores de k tomados de informes de aprobación de productos en base a ACI 355.2, ψ_3 se debe tomar igual a 1,0 ya que los ensayos de aprobación de productos proporcionan valores de k específicos para hormigón fisurado o no fisurado. Para los anclajes con empotramiento profundo ($h_{ef} > 11 \text{ in.}$) algunas evidencias indican que el uso de $h_{ef}^{1,5}$ puede resultar excesivamente conservador en algunos casos. A menudo estos ensayos se habían realizado con agregados seleccionados para aplicaciones especiales. Se incluye una expresión alternativa (Ec. (D-6b)) donde se utiliza $h_{ef}^{5/3}$ para la evaluación de anclajes colados 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 si hay resultados de ensayo que justifiquen su aplicación.

D.5.2.3 - Para el caso especial de anclajes en una aplicación con tres o cuatro bordes donde la mayor distancia al borde $c_{max} \leq 1,5h_{ef}$, la profundidad de empotramiento h_{ef} utilizada en las Ecs. (D-5) a (D-8) estará limitada a $c_{max}/1,5$.

RD.5.2.3 - Para los anclajes influenciados por tres o más bordes en los cuales cualquier distancia al borde es menor que $1,5h_{ef}$, la resistencia al desprendimiento del hormigón por tracción

calculada mediante el Método CCD habitual, el cual constituye la base de la Ec. (D-6), lleva a resultados que pueden provocar confusión. Esto se debe a que las definiciones normales de A_N/A_{No} no reflejan adecuadamente los efectos de los bordes. Sin embargo, si el valor de h_{ef} se limita a $c_{max}/1,5$ donde c_{max} es la mayor de las distancias a los bordes menores o iguales que el valor real $1,5h_{ef}$, este problema se corrige. Como lo indica Lutz^{D.19}, este valor limitante de h_{ef} es el que se debe utilizar en las Ecs. (D-5) a (D-8). El enfoque se comprende mejor si se lo aplica a un caso real. La Fig. RD.5.2(a) muestra 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 $h_{ef} = c_{max}/1,5$ da como resultado $h_{ef} = h'_{ef} = 4 \text{ in.}/1,5 = 2,67 \text{ in.}$ Para este ejemplo, éste sería el valor correcto de h_{ef} a utilizar para calcular la resistencia aún si la resistencia de empotramiento real fuera mayor.

D.5.2.4 - El factor de modificación para grupos de anclajes cargados de manera excéntrica es:

$$\psi_1 = \frac{1}{(1 + \frac{2e'_N}{3h_{ef}})} \leq 1 \quad (D-7)$$

La Ec. (D-7) 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, al determinar la excentricidad e'_N a utilizar en la Ec. (D-7) sólo se considerarán los anclajes traccionados.

Si existen cargas con excentricidad respecto a dos ejes, el factor de modificación ψ_1 se deberá calcular individualmente para cada eje y utilizar el producto de estos factores como ψ_1 en la Ec. (D-4b).

RD.5.2.4 - La Fig. RD.5.2(b) muestra la dimensión $e'_N = e_N$ para un grupo de anclajes, todos ellos traccionados pero con una fuerza resultante excéntrica con respecto al centroide del grupo de anclajes. Los grupos de anclajes pueden estar cargados de manera tal que solamente algunos de los anclajes estén traccionados [Fig. (RD.5.2(c))]. En este caso para determinar e'_N solamente se deben considerar los anclajes traccionados. La

carga en los anclajes se debe determinar como la tracción resultante en los anclajes actuando con una excentricidad con respecto al centro de gravedad de los anclajes traccionados. La Ec. (D-7) se limita a los casos en los cuales $e'_N \leq s/2$ para alertarle al ingeniero que es posible que no todos los anclajes estén traccionados.

D.5.2.5 - El factor de modificación para los efectos de borde es:

$$\psi_2 = 1 \text{ si } c_{min} \geq 1,5h_{ef} \quad (D-8a)$$

$$\psi_2 = 0,7 + 0,3 \frac{c_{min}}{1,5h_{ef}} \text{ si } c_{min} < 1,5h_{ef} \quad (D-8b)$$

RD.5.2.5 - Si los anclajes están ubicados próximos a un borde de manera tal que no hay suficiente espacio para que se desarrolle un prisma de desprendimiento completo, la capacidad de carga del anclaje se reduce aún más con respecto a lo reflejado por A_N/A_{No} . Si el menor recubrimiento lateral es mayor que $1,5h_{ef}$ se puede desarrollar un prisma de desprendimiento completo y no hay reducción ($\psi_2 = 1$). Si el recubrimiento lateral es menor que $1,5h_{ef}$ se requiere el factor ψ_2 para tomar en cuenta el efecto del borde.^{D.7}

D.5.2.6 - Si un anclaje está ubicado en una región de un miembro de hormigón para la cual un análisis indica que no hay fisuración ($f_t < f_r$) a niveles de carga de servicio, estará permitido el siguiente factor de modificación:

$$\begin{aligned} \psi_3 &= 1,25 \text{ para anclajes colados in situ} \\ \psi_3 &= 1,4 \text{ para anclajes instalados en hormigón endurecido} \end{aligned}$$

Si el análisis indica que hay fisuración a niveles de cargas de servicio, ψ_3 se deberá tomar como 1,0 tanto para anclajes colados in situ como para anclajes instalados en hormigón endurecido. Los anclajes instalados en hormigón endurecido deberán estar calificados para su uso en hormigón fisurado de acuerdo con ACI 355.2. La fisuración del hormigón se deberá limitar mediante armadura flexional distribuida de acuerdo con 10.6.4, o bien se deberá proveer un control de la fisuración equivalente colocando armadura de confinamiento.

Las resistencias al desprendimiento del hormigón dadas por las Ecs. (D-6a) y (D-6b) suponen hormigón fisurado (es decir $\psi_3 = 1,0$) con $\psi_3 k = 24$ para anclajes colados in situ y $\psi_3 k = 17$ para anclajes instalados en hormigón endurecido (40% mayores para los colados in situ). Cuando se aplican los factores ψ_3 para hormigón no fisurado (1,25 para anclajes colados in situ y 1,4 para anclajes instalados en hormigón endurecido), los resultados son factores $\psi_3 k$ de 30 para los anclajes colados in situ y 24 para los instalados en hormigón endurecido (25% mayores para los colados in situ). Esto concuerda con las observaciones en obra y los resultados de ensayo que indican que la resistencia de los anclajes colados in situ es mayor que la de los anclajes instalados en hormigón endurecido, tanto para hormigón fisurado como para hormigón no fisurado.

RD.5.2.6 - Los anclajes instalados en hormigón endurecido y los anclajes colados in situ que no han satisfecho los requisitos para su uso en hormigón fisurado conforme a ACI 355.2 solamente se deberían utilizar en regiones no fisuradas. El análisis para determinar la formación de fisuras debería incluir los efectos de la retracción impedida (ver 7.12.1.2). Los ensayos para calificación de anclajes de ACI 355.2 requieren que los anclajes ubicados en zonas de hormigón fisurado se comporten satisfactoriamente en una fisura de 0,012 in. de ancho. Si se anticipan fisuras de mayor abertura, se debería colocar armadura de confinamiento para limitar el ancho de las fisuras a alrededor de 0,012 in.

Las resistencias al desprendimiento del hormigón dadas por las Ecs. (D-6a) y (D-6b) suponen hormigón fisurado (es decir, $\psi_3 = 1,0$) con $\psi_3 k = 24$ para anclajes colados in situ y $\psi_3 k = 17$ para anclajes instalados en hormigón endurecido (40% mayores para los colados in situ). Cuando se aplican los factores ψ_3 para hormigón no fisurado (1,25 para anclajes colados in situ y 1,4 para anclajes instalados en hormigón endurecido), los resultados son factores $\psi_3 k$ de 30 para los anclajes colados in situ y 24 para los instalados en hormigón endurecido (25% mayores para los colados in situ). Esto concuerda con las observaciones en obra y los resultados de ensayo que indican que la resistencia de los anclajes

colados in situ es mayor que la de los anclajes instalados en hormigón endurecido, tanto para hormigón fisurado como para hormigón no fisurado.

D.5.2.7 - Si en la cabeza del anclaje se coloca una placa o arandela adicional, estará permitido calcular el área proyectada de la superficie de falla proyectando la superficie de falla hacia fuera $1,5h_{ef}$ a partir del perímetro efectivo de la placa o arandela. El perímetro efectivo no deberá ser mayor que el valor en una sección proyectada hacia fuera más de t a partir del borde exterior de la cabeza del anclaje, siendo t el espesor de la arandela o la placa.

D.5.3 - Resistencia al arrancamiento de un anclaje en tracción

D.5.3.1 - La resistencia nominal al arrancamiento N_{pn} de un anclaje en tracción no deberá ser mayor que:

$$N_{pn} = \psi_4 N_p \quad (D-9)$$

D.5.3.2 - Para los anclajes de expansión y rebajados instalados en hormigón endurecido no estará permitido calcular la resistencia al arrancamiento del anclaje en tracción. Los valores de N_p se deberán basar en el percentil 5 de resultados de ensayos realizados y evaluados conforme a ACI 355.2.

RD.5.3.2 - Las ecuaciones para la resistencia al arrancamiento dadas en D.5.3.4 y D.5.3.5 solamente son aplicables a anclajes con cabeza y con gancho colados in situ;^{D.8, D.20} no son aplicables a anclajes de expansión o rebajados que utilizan diferentes mecanismos para el anclaje del extremo a menos que la validez de las ecuaciones se verifique mediante ensayos.

D.5.3.3 - Estará permitido evaluar la resistencia al arrancamiento en tracción de un solo perno o bulón con cabeza utilizando D.5.3.4. Estará permitido evaluar la resistencia al arrancamiento en tracción de un solo bulón en J o en L utilizando D.5.3.5. Alternativamente, estará permitido utilizar valores de N_p basados en el percentil 5 de ensayos

realizados y evaluados de la manera indicada en ACI 355.2 pero sin el beneficio de la fricción.

RD.5.3.3 - La resistencia al arrancamiento en tracción de los pernos o bulones con cabeza se puede incrementar colocando armadura de confinamiento, tal como armadura helicoidal con paso pequeño, en la región de la cabeza. Este incremento se puede demostrar mediante ensayos.

D.5.3.4 - La resistencia al arrancamiento en tracción de un solo perno o bulón con cabeza N_p a utilizar en la Ec. (D-9) no deberá ser mayor que:

$$N_p = A_{brg} 8 f_c' \quad (D-10a)$$

RD.5.3.4 - La Ec. (D-10a) corresponde a la carga a la cual se comienza a aplastar el hormigón debajo de la cabeza del anclaje.^{D.8, D.17} No es la carga requerida para arrancar completamente el anclaje del hormigón, de modo que la ecuación no contiene ningún término relacionado con la profundidad de empotramiento. El diseñador debería tener en cuenta que el aplastamiento localizado debajo de la cabeza reducirá significativamente la rigidez de la conexión, y generalmente será el inicio de una falla por arrancamiento del anclaje.

D.5.3.5 - La resistencia al arrancamiento en tracción de un solo bulón con gancho N_p a utilizar en la Ec. (D-9) no deberá ser mayor que:

$$N_p = 0,9 f_c' e_h d_o \quad (D-10b)$$

donde $3d_o \leq e_h \leq 4,5d_o$.

RD.5.3.5 - La Ec. (D-10b) para bulones con gancho fue desarrollada por Lutz en base a los resultados de la Referencia D.20. Se confía solamente en la componente de apoyo, despreciando cualquier componente friccional debido a que el aplastamiento dentro del gancho reducirá significativamente la rigidez de la conexión, y generalmente será el inicio de una falla por arrancamiento del anclaje. Los límites de e_h se basan en el rango de las variables utilizadas en los tres programas de ensayo informados en la Referencia D.20.

D.5.3.6 - Para un anclaje ubicado en una región de un miembro de hormigón donde un análisis indica que no hay fisuración ($f_t < f_r$) a niveles de carga de servicio, estará permitido el siguiente factor de modificación:

$$\psi_4 = 1,4$$

Caso contrario, ψ_4 se deberá considerar igual a 1,0.

D.5.4 - Resistencia al descascaramiento del recubrimiento lateral de hormigón de un anclaje con cabeza en tracción

RD.5.4 - Los requisitos para el descascaramiento del recubrimiento lateral se basan en las recomendaciones de la Referencia D.21. Estos requisitos son aplicables a anclajes con cabeza, los cuales generalmente son colados in situ. La mayoría de los anclajes instalados en hormigón endurecido están gobernados por el hendimiento durante su instalación y no por el descascaramiento del recubrimiento lateral, lo cual es evaluado por los requisitos de ACI 355.2.

D.5.4.1 - Para un único anclaje con cabeza con empotramiento profundo próximo a un borde ($c < 0,4h_{ef}$), la resistencia nominal al descascaramiento del recubrimiento lateral N_{sb} no deberá ser mayor que:

$$N_{sb} = 160c \sqrt{A_{brg}} \sqrt{f_c'} \quad (D-11)$$

Si el único anclaje con cabeza está ubicado a una distancia perpendicular c_2 menor que $3c$ a partir de un borde, el valor de N_{sb} se deberá multiplicar por el factor $(1 + c_2/c)/4$ donde $1 \leq c_2/c \leq 3$.

D.5.4.2 - Para múltiples anclajes con cabeza con empotramiento profundo próximos a un borde ($c < 0,4h_{ef}$) y separación entre anclajes menor que $6c$, la resistencia nominal del grupo de anclajes para una falla por descascaramiento lateral N_{sbg} no deberá ser mayor que:

$$N_{sbg} = \left(1 + \frac{s_o}{6c} \right) N_{sb} \quad (D-12)$$

donde s_o = separación de los anclajes exteriores a lo largo del borde en el grupo, y N_{sb} se obtiene de

la Ec. (D-11) sin modificación por distancia perpendicular al borde.

D.6 - Requisitos de diseño para cargas de corte

D.6.1 - Resistencia del acero del anclaje en corte

D.6.1.1 - La resistencia nominal de un anclaje en corte gobernada por el acero V_s se deberá evaluar mediante cálculos en base a las propiedades del material del anclaje y sus dimensiones físicas.

D.6.1.2 - La resistencia nominal V_s de un anclaje o grupo de anclajes no deberá ser mayor que:

(a) para pernos con cabeza colados in situ:

$$V_s = nA_{se}f_{ut} \quad (D-13)$$

donde f_{ut} no se deberá tomar mayor que $1,9f_y$ ó 125.000 psi

(b) para bulones con cabeza y bulones con gancho colados in situ:

$$V_s = n0,6A_{se}f_{ut} \quad (D-14)$$

donde f_{ut} no se deberá tomar mayor que $1,9f_y$ ó 125.000 psi

(c) para anclajes instalados en hormigón endurecido:

$$V_s = n(0,6A_{se}f_{ut} + 0,4A_{sl}f_{utsl}) \quad (D-15)$$

donde f_{ut} no se deberá tomar mayor que $1,9f_y$ ó 125.000 psi.

RD.6.1.2 - La resistencia nominal al corte de los anclajes se representa mejor mediante la expresión $A_{se}f_{ut}$ para pernos con cabeza y $0,6A_{se}f_{ut}$ para otros tipos de anclajes que como una función de $A_{se}f_y$, ya que los materiales típicos de los anclajes no presentan un punto de fluencia bien definido. Usando las Ecs. (D-13) y (D-14) junto con los factores de carga de 9.2 y los factores ϕ de D.4.4 se obtienen resistencias de diseño consistentes con las Especificaciones para Diseño por Factores de Carga y Resistencia de AISC.

La intención de la limitación de $1,9f_y$ impuesta a f_{ut} es asegurar que, bajo condiciones de cargas de servicio, el anclaje no supere f_y . Esta limitación fue determinada convirtiendo los requisitos del Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD) a las condiciones de cargas de servicio correspondientes discutidas en RD.5.1.2.

D.6.1.3 - Si se utilizan anclajes con asientos de mortero colocado en capas, las resistencias nominales de D.6.1.2 se deberán multiplicar por un factor igual a 0,80.

D.6.2 - Resistencia al desprendimiento del hormigón de un anclaje en corte

D.6.2.1 - La resistencia nominal al desprendimiento del hormigón, V_{cb} o V_{cbs} , en corte de un anclaje o grupo de anclajes no deberá ser mayor que:

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

$$V_{cb} = \frac{A_v}{A_{vo}} \psi_6 \psi_7 V_b \quad (D-16a)$$

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

$$V_{cbs} = \frac{A_v}{A_{vo}} \psi_5 \psi_6 \psi_7 V_b \quad (D-16b)$$

(c) para fuerza de corte paralela a un borde, estará permitido que V_{cb} o V_{cbs} sea el doble del valor para fuerza de corte determinado mediante las Ecs. (D-16a) o (D-16b), respectivamente, tomando ψ_6 igual a 1.

(d) para anclajes ubicados en una esquina, la resistencia nominal al desprendimiento del hormigón limitante se deberá determinar para cada borde, y se deberá utilizar el valor mínimo.

V_b es el valor de la resistencia básica al desprendimiento del hormigón para un único anclaje. A_v es el área proyectada de la superficie de falla del lado del miembro de hormigón en su borde para un único anclaje o un grupo de anclajes. Estará permitido evaluar esta área como la base de una semipirámide truncada proyectada en la cara lateral del miembro donde la parte superior de la semipirámide está dada por el eje de la fila de anclajes seleccionada como crítica. El valor de c_1 se deberá tomar como la distancia entre el borde y este eje. A_v no deberá ser mayor que nA_{vo} , donde n es el número de anclajes en el grupo.

A_{vo} es el área proyectada para un único anclaje en un miembro profundo y alejado de los bordes en

la dirección perpendicular a la fuerza de corte. Estará permitido evaluar esta área como la base de una semipirámide con una longitud del lado paralelo al borde igual a $3c_1$ y una profundidad de $1,5c_1$:

$$A_{vo} = 4,5c_1^2 \quad (D-17)$$

Si los anclajes están ubicados a diferentes distancias del borde y los anclajes están soldados al dispositivo de fijación de manera de distribuir la fuerza a todos los anclajes, estará permitido evaluar la resistencia en base a la distancia a la fila de anclajes más alejada del borde. En este caso, estará permitido basar el valor de c_1 en la distancia entre el borde y el eje de la fila de anclajes más alejada que se selecciona como crítica, y se asumirá que todo el corte es soportado exclusivamente por esta fila crítica de anclajes.

RD.6.2.1 - Las ecuaciones para la resistencia al corte fueron desarrolladas a partir del Método CCD. Suponen un ángulo del cono de desprendimiento de aproximadamente 35 grados [Fig. RD.4.2(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 espesor del miembro de hormigón sobre la resistencia nominal al desprendimiento del hormigón en corte se incluyen aplicando el factor de reducción A_V / A_{Vo} y ψ_5 en la Ec. (D-16). Para los anclajes alejados del borde, D.6.2 generalmente no será determinante. Para estos casos habitualmente gobiernan D.6.1 y D.6.3.

La Fig. RD.6.2(a) muestra A_{Vo} y el desarrollo de la Ec. (D-17). A_{Vo} es la máxima área proyectada para un único anclaje que aproxima el área superficial del cono o prisma de desprendimiento para un anclaje no afectado por la distancia al borde, la separación o la profundidad del miembro. La Fig. RD.6.2(b) ilustra ejemplos de las áreas proyectadas para diferentes disposiciones de uno o múltiples anclajes. A_V aproxima el área superficial del cono de desprendimiento para una disposición particular de los anclajes. Debido a que A_V es el área proyectada total para un grupo de anclajes y A_{Vo} es el área para un único anclaje, no es necesario incluir el número de anclajes en la ecuación.

La hipótesis ilustrada en el ejemplo superior derecho de la Fig. RD.6.2(b), con el caso para dos anclajes perpendiculares al borde, es una

interpretación conservadora de la distribución de la fuerza de corte con una base elástica. Si los anclajes están soldados 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. Para los casos en los cuales la resistencia nominal no está controlada por los elementos de acero dúctil, D.3.1 requiere que los efectos de las cargas sean determinados mediante análisis elástico. El enfoque del Manual de Diseño PCI^{D.16} sugiere en la Sección 6.5.2.2 considerar la capacidad incrementada de los anclajes alejados del borde. Debido a 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} D.6.2 permite este procedimiento. Si las superficies de falla no se intersecan, como generalmente ocurriría si la separación de los anclajes s es mayor o igual que $1,5c_1$, luego 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. Como se ilustra en el ejemplo inferior derecho de la Fig. RD.6.2(b), sería apropiado considerar la totalidad de la capacidad de corte a proveer por este anclaje con su superficie de falla resistente de mucho mayor tamaño. En este caso no se considera ninguna contribución del anclaje próximo al borde. Es aconsejable verificar la condición del anclaje próximo al borde a fin de impedir una fisuración indeseable bajo condiciones de carga de servicio. En la Referencia D.8 se presenta una discusión adicional del diseño para múltiples anclajes.

Para el caso de anclajes próximos a una esquina sometidos a una fuerza de corte con componentes normales a cada uno de los bordes, una solución satisfactoria consiste en verificar la conexión independientemente para cada componente de la fuerza de corte. En la Referencia D.11 se discuten otros casos especiales, tales como la resistencia al corte de grupos de anclajes donde los anclajes no tienen las mismas distancias a los bordes.

Los requisitos detallados de D.6.2.1(a) se aplican al caso de una fuerza de corte dirigida hacia un borde. Cuando la dirección de la fuerza de corte se aleja del borde, la resistencia generalmente será determinada por D.6.1 ó D.6.3.

En la Fig. RD.6.2(c) se ilustra el caso de fuerza de corte paralela a un borde [D.6.2.1(c)]. Puede

haber algún caso especial donde haya una fuerza de corte paralela al borde próxima a una esquina. Observemos el ejemplo de un único anclaje próximo a un borde [Fig. RD.6.2(d)]. Si la distancia al borde lateral c_2 es igual al 40 por ciento o más de la distancia c_1 en la dirección de la carga, la resistencia al corte paralela a ese borde se puede calcular directamente mediante la Ec. (D-16) utilizando c_1 en la dirección de la carga.

D.6.2.2 - La resistencia básica al desprendimiento del hormigón V_b en corte de un único anclaje en hormigón fisurado no deberá ser mayor que:

$$V_b = 7 \left(\frac{\ell}{d_o} \right)^{0,2} \sqrt{d_o} \sqrt{f'_c} c_1^{1,5} \quad (\text{D-18a})$$

RD.6.2.2 - Al igual que la capacidad de desprendimiento del hormigón en tracción, la capacidad de desprendimiento del hormigón en corte no aumenta con la superficie de falla, que es proporcional a c_1^2 . En cambio, la capacidad aumenta proporcionalmente a $c_1^{1,5}$ debido al efecto del tamaño. La capacidad también es afectada por la rigidez del anclaje y el diámetro del anclaje.^{D.9-D.11, D.14}

La constante, 7, en la ecuación de resistencia al corte fue determinada en base a datos de ensayos informados en la Referencia D.9 correspondientes al porcentil 5 ajustados por la fisuración.

D.6.2.3- Para pernos con cabeza, bulones con cabeza o bulones con gancho colados in situ que están continuamente soldados a dispositivos de fijación de acero que tienen un espesor mínimo igual al mayor valor entre 3/8 in. o la mitad del diámetro del anclaje, la resistencia básica al desprendimiento del hormigón V_b en corte de un único anclaje en hormigón fisurado no deberá ser mayor que:

$$V_b = 8 \left(\frac{\ell}{d_o} \right)^{0,2} \sqrt{d_o} \sqrt{f'_c} c_1^{1,5} \quad (\text{D-18b})$$

siempre que:

(a) para grupos de anclajes, la resistencia se determine en base a la resistencia de la fila de anclajes más alejada del borde

(b) la separación entre centros de los anclajes no sea menor que 2,5 in.

(c) se coloque armadura suplementaria en las esquinas si $c_2 \leq 1,5h_{ef}$.

RD.6.2.3 - Para el caso especial de bulones con cabeza continuamente soldados a un dispositivo de fijación, los datos de ensayo^{D.22, D.23} indican que existe una capacidad de corte algo mayor, posiblemente debido a que la conexión soldada rígida aprieta el bulón más efectivamente que un dispositivo de fijación donde hay luz libre. Por este motivo se incrementa la resistencia básica. Los límites se imponen para asegurar una rigidez suficiente. En las Referencias D.8, D.11 y D.12 se discute el diseño de la armadura suplementaria.

D.6.2.4 - Para el caso especial de anclajes afectados por tres o más bordes, la distancia al borde c_1 a utilizar en las Ecs. (D-17), (D-18), (D-19) y (D-20) se deberá limitar a $h/1,5$.

RD.6.2.4 - Para anclajes afectados por tres o más bordes cuando cualquiera de las distancias a los bordes es menor que $1,5c_1$, con la resistencia al desprendimiento por corte calculada mediante el Método CCD básico, el cual constituye la base de la Ec. (D-18) se obtienen resultados seguros pero que pueden llevar a confusión. Estos casos especiales fueron estudiados para el Método,^{D.14} y el problema fue señalado por Lutz.^{D.19} De manera similar al enfoque utilizado para los desprendimientos por corte en D.5.2.3, hay una correcta evaluación de la capacidad si el valor de c_1 a utilizar en las Ecs. (D-17) a (D-20) se limita a $h/1,5$.

D.6.2.5 - El factor de modificación para grupos de anclajes cargados de manera excéntrica es:

$$\psi_s = \frac{1}{1 + \frac{2e_v'}{3c_1}} \leq 1 \quad (\text{D-19})$$

La Ec. (D-19) es válida para $e_v' \leq s/2$.

RD.6.2.5 - Esta sección proporciona un factor de modificación para una fuerza de corte excéntrica actuando hacia el borde sobre un grupo de anclajes. 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 de hormigón, con un momento que puede o no provocar además tracción en los anclajes, dependiendo de la fuerza normal. La Fig. RD.6.2(e) define el término e'_v para calcular el factor de modificación ψ_5 que toma en cuenta el hecho de que se aplica más corte en un anclaje que en el otro, lo cual tiende a hendir el hormigón cerca de un borde. Si $e'_v > s/2$ el procedimiento CCD no es aplicable.

D.6.2.6 - El factor de modificación para los efectos de borde es:

$$\psi_6 = 1 \text{ si } c_2 \geq 1,5 c_1 \quad (\text{D-20a})$$

$$\psi_6 = 0,7 + 0,3 \frac{c_2}{1,5 c_1} \text{ si } c_2 < 1,5 c_1 \quad (\text{D-21b})$$

D.6.2.7 - Para los anclajes ubicados en una región de un miembro de hormigón donde un análisis indica que no hay fisuración ($f_t < f_r$) bajo cargas de servicio, estará permitido el siguiente factor de modificación:

$$\psi_7 = 1,4$$

Para los anclajes ubicados en una región de un miembro de hormigón donde un análisis indica que hay fisuración a niveles de carga de servicio, estarán permitidos los siguientes factores de modificación:

$\psi_7 = 1,0$ para anclajes en hormigón fisurado sin armadura suplementaria o con armadura de borde menor que una barra No. 4;

$\psi_7 = 1,2$ para anclajes en hormigón fisurado con armadura suplementaria consistente en una barra No. 4 o mayor entre el anclaje y el borde; y

$\psi_7 = 1,4$ para anclajes en hormigón fisurado con armadura suplementaria consistente en una barra No. 4 o mayor entre el anclaje y el borde, y con la armadura suplementaria envuelta por estribos separados no más de 4 in.

RD.6.2.7 - Están permitidos los anclajes de expansión de torque controlado y de desplazamiento controlado en hormigón fisurado bajo cargas de corte puro.

D.6.3 - Resistencia al arrancamiento del hormigón de un anclaje en corte

RD.6.3 - La Referencia D.9 indica que la resistencia al arrancamiento del hormigón en corte se puede aproximar como una a dos veces la resistencia a la tracción del anclaje con el menor valor apropiado para h_{ef} menor que 2,5 in.

D.6.3.1 - La resistencia nominal al arrancamiento del hormigón V_{cp} no deberá ser mayor que:

$$V_{cp} = k_{cp} N_{cb} \quad (\text{D-21})$$

donde

$k_{cp} = 1,0$ para $h_{ef} < 2,5$ in.

$k_{cp} = 2,0$ para $h_{ef} \geq 2,5$ in.

y N_{cb} se deberá determinar utilizando la Ec. (D-4a), lb.

D.7 - Interacción de fuerzas de tracción y corte

A menos que se haga de acuerdo con D.4.3, los anclajes o grupos de anclajes sometidos tanto a corte como a carga axial se deberán diseñar para satisfacer los requisitos de D.7.1 a D.7.3. El valor de ϕN_n será como se requiere en D.4.1.2. El valor de ϕV_n será como se define en D.4.1.2.

RD.7 - Interacción de fuerzas de tracción y corte. Tradicionalmente la expresión de interacción corte-tracción se ha expresado como:

$$\left(\frac{N}{N_n} \right)^\alpha + \left(\frac{V}{V_n} \right)^\alpha \leq 1,0$$

donde α varía entre 1 y 2. La actual recomendación trilineal es una simplificación de la expresión donde $\alpha = 5/3$ (Fig. RD.7). Los límites se seleccionaron de manera de eliminar el requisito que exige calcular los efectos de interacción cuando los valores de la segunda fuerza son muy pequeños. Sin embargo, se puede utilizar cualquier otra expresión de interacción que sea verificada mediante datos de ensayo según se indica en D.4.3.

D.7.1 - Si $V_u \leq 0,2 \phi V_n$ estará permitida la totalidad de la resistencia en tracción: $\phi N_n \geq N_u$.

D.7.2 - Si $N_u \leq 0,2\phi N_n$ estará permitida la totalidad de la resistencia en corte: $\phi V_n \geq V_u$.

D.7.3 - Si $V_u > 0,2\phi V_n$ y $N_u > 0,2\phi N_n$:

$$\frac{N_u}{\phi N_n} + \frac{V_u}{\phi V_n} \leq 1,2 \quad (\text{D-22})$$

D.8 - Distancias a los bordes, separaciones y espesores requeridos para impedir la falla por hendimiento

Las mínimas separaciones y distancias a los bordes para los anclajes y los mínimos espesores de los miembros deberán satisfacer D.8.1 a D.8.5, a menos que se disponga armadura suplementaria para controlar el hendimiento. Estarán permitidos los valores menores obtenidos de ensayos específicos de los productos realizados conforme a ACI 355.2.

RD.8 - Distancias a los bordes, separaciones y espesores requeridos para impedir la falla por hendimiento

Las separaciones mínimas, distancias mínimas a los bordes y espesores mínimos dependen fuertemente de las características de los anclajes. Las fuerzas y torques de instalación en los anclajes instalados en hormigón endurecido provocan el hendimiento del hormigón que los rodea. El hendimiento también puede ser provocado por el torque posterior aplicado durante la conexión de los dispositivos de fijación a los anclajes, incluyendo los anclajes instalados en hormigón endurecido. La principal fuente de los valores correspondientes a separaciones, distancias a los bordes y espesores mínimos para los anclajes instalados en hormigón endurecido deberían ser los ensayos específicos para cada producto conforme a ACI 355.2. Sin embargo, en algunos casos durante la etapa de diseño los productos no son bien conocidos y por lo tanto se proporcionan valores aproximados que se pueden utilizar en el diseño.

D.8.1 - A menos que se determine de acuerdo con D.8.4, la mínima separación entre centros de los anclajes deberá ser $4d_o$ para los anclajes colados in situ no sometidos a torque y $6d_o$ para anclajes colados in situ sometidos a torque y para anclajes instalados en hormigón endurecido.

D.8.2 - A menos que se determinen de acuerdo con D.8.4, las mínimas distancias a los bordes para los anclajes con cabeza colados in situ que no serán sometidos a torque se deberán basar en los requisitos de recubrimiento mínimo de 7.7. Para los anclajes con cabeza colados in situ que serán sometidos a torque las distancias mínimas a los bordes deberán ser $6d_o$.

RD.8.2 - Debido a que el recubrimiento lateral sobre un empotramiento profundo próximo a un borde puede afectar significativamente la resistencia al descascamiento del recubrimiento lateral de D.5.4, además de los requisitos normales para recubrimiento de hormigón el diseñador puede optar por utilizar un mayor recubrimiento a fin de aumentar la resistencia al descascamiento.

D.8.3 - A menos que se determinen de acuerdo con D.8.4, las mínimas distancias a los bordes para los anclajes instalados en hormigón endurecido se deberán basar en el mayor valor entre los requisitos de recubrimiento mínimo de hormigón de 7.7 ó los requisitos de distancia mínima al borde para los productos según lo determinado por ensayos de acuerdo con ACI 355.2, y no deberán ser menores que 2,0 por el tamaño máximo de los agregados. En ausencia de datos de ensayos específicos conforme a ACI 355.2, la mínima distancia al borde se deberá tomar como:

Anclajes rebajados	$6d_o$
Anclajes de torque controlado	$8d_o$
Anclajes de desplazamiento controlado	$10d_o$

RD.8.3 - La perforación de los orificios para los anclajes instalados en hormigón endurecido puede provocar microfisuración. El objetivo del requisito de una distancia mínima al borde igual al doble del máximo tamaño de los agregados es minimizar los efectos de esta microfisuración.

D.8.4 - Para los anclajes en los cuales la instalación no provoca una fuerza de hendimiento y que permanecerán sin torque, si la distancia al borde o la separación son menores que los valores especificados en D.8.1 a D.8.3 los cálculos se deberán realizar reemplazando d_o por un valor menor d'_o que satisfaga los requisitos de D.8.1 a D.8.3. Las fuerzas calculadas aplicadas al anclaje

estarán limitadas a los valores correspondientes a un anclaje con un diámetro de d'_o .

RD.8.4 - En algunos casos puede resultar deseable utilizar un anclaje de mayor diámetro que lo permitido por los requisitos de D.8.1 a D.8.3. En estos casos está permitido utilizar un anclaje de mayor diámetro siempre que la resistencia de diseño del anclaje se base en un diámetro menor supuesto para el anclaje, d'_o .

D.8.5 - El valor de h_{ef} para un anclaje de expansión o rebajado instalado en hormigón endurecido no deberá ser mayor que el mayor valor entre 2/3 del espesor del miembro o el espesor del miembro menos 4 in.

RD.8.5 - Este requisito de espesor mínimo no es aplicable a los bulones pasantes porque estos bulones están fuera del alcance del Apéndice D. Además, las fallas por hendimiento son provocadas por la transferencia de carga entre el bulón y el hormigón. Debido a que los bulones pasantes transfieren su carga de manera diferente a los anclajes de expansión o rebajados, estos bulones no estarían sujetos a los mismos requisitos sobre espesor del miembro. Los anclajes instalados en hormigón endurecido no deberían estar empotrados una profundidad mayor que 2/3 del espesor del miembro.

D.8.6 - Los planos y otras especificaciones técnicas del proyecto deberán especificar el uso de anclajes con una distancia mínima a los bordes como la supuesta en el diseño.

D.9 - Instalación de los anclajes

RD.9 - Instalación de los anclajes

Muchas de las características del comportamiento de los anclajes dependen de la correcta instalación de los mismos. La capacidad y deformaciones de los anclajes se pueden evaluar efectuando ensayos de aceptación conforme a ACI 355.2. Estos ensayos se realizan suponiendo que se seguirán las instrucciones de instalación proporcionadas por el fabricante. Ciertos tipos de anclajes pueden ser sensibles a las variaciones del diámetro de los orificios, las condiciones de limpieza, la orientación del eje, la magnitud del torque de instalación, el ancho de las fisuras y otras variables.

Parte de esta sensibilidad se refleja indirectamente en los valores de ϕ asignados a las diferentes categorías de anclajes, los cuales en parte dependen de los resultados de los ensayos de seguridad de la instalación. Podrían ocurrir graves desviaciones con respecto a los resultados de los ensayos de aceptación conforme a ACI 355.2 si se intercambian incorrectamente los componentes de los anclajes, o si los procedimientos y criterios de instalación se apartan de los recomendados. Las especificaciones técnicas del proyecto deberían requerir que los anclajes se instalen conforme a las recomendaciones del fabricante.

D.9.1 - Los anclajes se deberán instalar de acuerdo con los planos y especificaciones técnicas del proyecto.

Referencias

ANSI/ASME B1.1, "Unified Inch Screw Threads (UN and UNR Thread Form)," ASME, Fairfield, N.J., 1989.

ANSI/ASME B18.2.1, "Square and Hex Bolts and Screws, Inch Series," ASME, Fairfield, N.J., 1996.

ANSI/ASME B18.2.6, "Fasteners for Use in Structural Applications," ASME, Fairfield, N.J., 1996.

Primavera, E. J.; Pinelli, J.-P.; y Kalajian, E. H., "Tensile Behavior of Cast-in-Place and Undercut Anchors in High-Strength Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 94, No. 5, Set.-Oct. 1997, pp. 583-594.

Cook, R. A., y Klingner, R. E., "Behavior of Ductile Multiple-Anchor Steel-to-Concrete Connections with Surface-Mounted Baseplates," *Anchors in Concrete - Design and Behavior*, SP-130, G.A. Senkiw y H.B. Lancelot III, eds., American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 1991, pp. 61 - 122.

Cook, R. A., y Klingner, R. E., "Ductile Multiple-Anchor Steel-to-Concrete Connections," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 118, No. 6, Junio de 1992, pp. 1645-1665.

Lotze, D., y Klingner, R. E., "Behavior of Multiple-Anchor Attachments to Concrete from the Perspective of Plastic Theory," *Report PMFSEL 96-4*, Ferguson Structural Engineering Laboratory, The University of Texas, Austin, Marzo de 1997.

Comite Euro-International du Beton

(CEB) *Design of Fastenings in Concrete*, Thomas Telford Services Ltd., London, Enero de 1997.

Fuchs, W.; Eligehausen, R.; y Breen, J., "Concrete Capacity Design (CCD) Approach for Fastening to Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 1, Enero-Febrero de 1995, pp. 73-93. También Discussion, V. 92, No. 6, Nov.-Dic. 1995, pp. 787-802.

Eligehausen, R., y Balogh, T., "Behavior of Fasteners Loaded in Tension in Cracked Reinforced Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 3, Mayo-Junio de 1995, pp. 365-379.

Comite Euro-International du Beton (CEB), "Fastenings to Concrete and Masonry Structures - State-of-the-Art Report," *Bulletin* No. 216, Thomas Telford Services Ltd., Londres, 1994.

Klingner, R.; Mendonca, J.; y Malik, J., "Effect of Reinforcing Details on the Shear Resistance of Anchor Bolts under Reversed Cyclic Loading," *ACI Journal, Proceedings*, V. 79, No. 1, 1982, pp. 3-12.

Eligehausen, R.; Fuchs, W.; y Mayer, B., "Load Bearing Behavior of Anchor Fastenings in Tension," *Betonwerk + Fertigteiltechnik*, 12/1987, pp. 826-832, y 1/1988, pp. 29-35.

Eligehausen, R., y Fuchs, W., "Load Bearing Behavior of Anchor Fastenings under Shear, Combined Tension and Shear or Flexural Loadings," *Betonwerk + Fertigteiltechnik*, 2/1988, pp. 48-56.

Farrow, C. B., y Klingner, R. E., "Tensile Capacity of Anchors with Partial or Overlapping Failure Surfaces: Evaluation of Existing Formulas on an LRFD Basis," *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 6, Nov- Dic. de 1995, pp. 698-710.

Precast/Prestressed Concrete Institute, *PCI Design Handbook*, 5ta Edición, Chicago, Ill, 1999.

ACI Committee 349, "Code Requirements for Nuclear Safety Related Concrete Structures (ACI 349-85), Appendix B – Steel Embedment," *ACI Manual of Concrete Practice*, Parte 4, 1987.

Zhang, Y., "Dynamic Behavior of Multiple Anchor Connections in Cracked Concrete," PhD dissertation, The University of Texas, Austin, Agosto de 1997.

Lutz, L., Discusión sobre "Capacity Design (CCD) Approach for Fastening to Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 6, Nov.-Dic. de 1995, pp. 791-792 y conclusiones del autor, pp. 798-799.

Kuhn, D., y Shaikh, F., "Slip-Pullout Strength of Hooked Anchors," Research Report, University of Wisconsin-Milwaukee, presentado al National Codes and Standards Council, 1996.

Furche, J., y Eligehausen, R., "Lateral Blow-out Failure of Headed Studs Near a Free Edge," *Anchors in Concrete - Design and Behavior*, SP-130, G.A., Senkiw y H.B. Lancelot III, eds., American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 1991, pp. 235 - 252.

Wong, T. L., "Stud Groups Loaded in Shear" MS Thesis, Oklahoma State University, 1988.

Shaikh, A. F. and Yi, W., "In-place Strength of Welded Studs," *PCI Journal*, V. 30 (2), Marzo-Abril de 1985.

Eliminar el Apéndice A existente

MOTIVO: El Método de Diseño por Resistencia es casi universalmente aceptado como el método de diseño de preferencia para el cálculo de estructuras de hormigón. El Método de Diseño por Resistencia ha sido el procedimiento de diseño primario del Código ACI desde principios de la década del 60. Ha sido y continúa siendo actualizado en base a nuevas investigaciones y datos empíricos. En 1971 el Método de Diseño Alternativo o Método de las Tensiones de Trabajo (Apéndice A, ACI 318-99) fue relegado a un Apéndice. Desde ese momento no ha sido objeto de nuevas revisiones o investigaciones como lo ha sido el Método de Diseño por Resistencia. Ha llegado el momento de eliminar el Método de Diseño Alternativo del Código ACI.

Cambiar el Apéndice D existente a Apéndice E

Apéndice E - Notación

MOTIVO DEL CAMBIO: Los siguientes cambios en el Apéndice E se introducen como consecuencia de la eliminación del Apéndice A existente

A_v	eliminar "y el Apéndice A"
A_f	eliminar "y el Apéndice A"
A_2	eliminar la definición
b_o	eliminar "y el Apéndice A"
b_w	eliminar "y el Apéndice A"
d	eliminar "y el Apéndice A"
E_c	eliminar "y el Apéndice A"

E_s	eliminar "y el Apéndice A"
f'_c	eliminar "y el Apéndice A"
$\sqrt{f'_c}$	eliminar "y el Apéndice A"
f_{ct}	eliminar "y el Apéndice A"
f_s	eliminar la definición
f_y	eliminar "y el Apéndice A"
M	eliminar la definición
n	eliminar la definición, "relación modular de elasticidad. Apéndice A", y la línea siguiente.
N	eliminar la definición
P	eliminar la definición, "cargas axiales de diseño. Apéndice A"
	eliminar la definición, "resistencia nominal a la carga axial. Apéndice A"
s	eliminar la definición, "separación de la armadura de corte en dirección paralela a la armadura longitudinal, in. Apéndice A"
v	eliminar la definición
v_c	eliminar la definición
	eliminar la definición "tensión de corte horizontal admisible, psi. Apéndice A"
V	eliminar la definición, "fuerza de corte de diseño en la sección. Apéndice A"
W	eliminar la definición, "carga de servicio por unidad de longitud o por unidad de superficie. Apéndice A"
W_D	eliminar "y el Apéndice A"
W_L	eliminar "y el Apéndice A"
w_u	eliminar la definición, "carga factoreada por unidad de longitud o por unidad de superficie. Apéndice A"
α	revisar la definición, "ángulo entre los estribos inclinados y el eje longitudinal del miembro. Capítulo 11". Eliminar "y el Apéndice A"
β_c	eliminar "y el Apéndice A"
ρ_w	eliminar la definición, "cuantía de armadura de tracción. Apéndice A" y la línea siguiente.
ϕ	eliminar la definición, "factor de reducción de la resistencia. Ver A.2.1. Apéndice A"

Revisar las siguientes definiciones de la notación:

f_{ps}	= <u>acero</u> de pretensado...
f_{pu}	= resistencia a la tracción especificada del <u>acero</u> de pretensado, psi
f_{py}	= resistencia a la fluencia especificada del <u>acero</u> de pretensado, psi
f_{ps}	= tensión efectiva del <u>acero</u> de pretensado...

K	= coeficiente de fricción por pie de tendón.
l_x	= longitud del elemento de <u>acero</u> de pretensado...
P_s	= fuerza de pretensado en...
P_{su}	= fuerza de <u>pretensado</u> factoreada...
P_x	= fuerza de pretensado en...
α	= variación angular total del tendón...

Los siguientes términos métricos corresponden a sus equivalentes en el sistema pulgada-libra, y deben ser insertados donde corresponda.

Revisiones métricas

Capítulo 3

3.0

Las revisiones ASTM son iguales para las versiones pulgada-libra y métrica, a excepción de la A 108-99, la cual no debería estar en versión métrica.

3.5.3.1

ASTM A 615 por ASTM A 615M

ASTM A 706 por ASTM A 706M

ASTM A 996 por ASTM A 996M

R3.5.3.1

ASTM A 996 por ASTM A 996M

Capítulo 5

5.1.1

2500 psi por 17 MPa.

R5.3.2.1

5000 psi por 35 MPa

5000 psi por 35 MPa

R5.3.3

5000 psi por 35 MPa

5.4.1

5000 psi por 35 MPa

R5.4.1

5000 psi por 35 MPa

1200 psi por 8.5 MPa

5.6.3.3

5000 psi por 35 MPa

5000 psi por 35 MPa.

R5.6.3.3

5000 psi por 35 MPa

5000 psi por 35 MPa

Capítulo 7

7.5.2.2

2 in. por 50 mm

1/2 in. por 12 mm

1 in. por 25 mm

7.7.3

in. por mm

No. 14 por No. 43

No. 18 por No. 57

1-1/2 in. por 40 mm

1-1/2 por 40

No. 11 por No. 36

1-1/2 in. por 40 mm

3/4 por 20

in. por mm

No. 14 por No. 43

No. 18 por No. 57

1-1/2 in. por 40

2 por 50

No. 6 por No. 19

barras No. 11 por No. 36

5/8 in. por 16 mm

1-1/2 in. por 40 mm

1-1/2 por 40

No. 5 por No. 16

5/8 in. por 16 mm

1-1/4 por 30

No. 14 por No. 43

No. 18 por No. 57

1-1/2 in. por 40 mm

1-1/4 por 30

1- 1/2 in. por 40 mm

3/4 por 20

No. 11 por No. 36

5/8 por 15

5/8 por 15

1-1/2 40
3/8 por 10

3/4 por 20

No. 6 por No. 19
5/8 por 15

No. 5 por No. 16
3/8 por 10

7.10.5.6

5 in. por 130 mm
No. 4 por No. 13
No. 3 por No. 10

Capítulo 9

9.2.1

100 lb/ft² por 4,8kN/m².

Capítulo 10

10.0.

in.² por mm
in. por mm

10.6.7

1000A_b/(d-30) por 1000A_b/(d-750)

Capítulo 11

R.11.1.2

10.000 psi por 70 MPa
100 psi por 25/3 MPa
10.000 psi por 70 MPa
100 psi por 25/3 MPa

R11.1.2.1

50 psi por 0,33 MPa
10.000 y 15.000 psi por 70 y 100 MPa
10.000 psi por 70 MPa

11.5.5.3

$$A_v = \frac{1}{16} \sqrt{f_c'} \frac{b_w s}{f_y} \quad (11-13)$$

50 por 0,33

11.6.5.2

$$(A_v + 2A_t) = \frac{1}{16} \sqrt{f_c'} \frac{b_w s}{f_{yv}} \quad (11-23)$$

50 por 0,33

11.6.1

$$\frac{f}{12} \sqrt{f_c'} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{3N_u}{A_g \sqrt{f_c'}}$$

11.6.2.2(c)

$$\frac{f}{3} \sqrt{f_c'} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{3N_u}{A_g \sqrt{f_c'}}$$

11.8.3

10 por 5/6

11.8.4

12 in. por 300 mm.

11.8.5

12 in. por 300 mm

R11.8.4 y R11.8.5

18 in. por 450 mm
12 in. por 300 mm

11.12.3

6 in. por 150 mm

11.12.6.2

2 por 0,17

Capítulo 12

R12.2.2

$$\ell_d = \frac{3(420)(1,0)(1,0)(1,0)d_b}{5\sqrt{30}} = 46d_b$$

$$\ell_d = \left(\frac{3}{5} (f_y \alpha \beta \lambda / \sqrt{f'_c}) \right) d_b$$

$$\ell_d = \frac{9(420)(1,0)(1,0)(1,0)d_b}{10\sqrt{30}} = 69d_b$$

No. 6 por No. 19
 No. 7 por No. 22
 4 ksi por 30 MPa
 Grado 60 por Grado 420
 47 por = 46
 71 por 69

R12.2.2.4

No. 8 por No.25
 No. 11 por No.36
 15.000 psi por 100 MPa

12.5.2

0,02 por 0,24

12.9.1

pulgadas por milímetros (todas las veces que aparece)

in. por mm (todas las veces que aparece)

$$\ell_d = \left(\frac{f_{se}}{3} \right) \frac{d_b}{7} + (f_{ps} - f_{se}) \frac{d_b}{7} \quad (12-2)$$

12.15.4.3

20.000 psi por 140 MPa

Capítulo 18

18.0

in. por mm
 ksi por MPa

18.3.3

7,5 por 0,7 (ambas ocurrencias)
 eliminar 12 (ambas ocurrencias)

R18.4.4

Eliminar 12

18.4.4.3

36 ksi por 250 MPa
 20 ksi por 140 MPa

R18.4.4.3

36 ksi por 250 MPa
 20 ksi por 140 MPa

18.4.4.4

36 in. por 1m

Capítulo 21

in. por mm (todas las veces que aparece)

in.-lb por mm-N (todas las veces que aparece)

R21.2.4

5000 psi por 35 MPa

21.7.7.1

4 por 2
 4 por 1/3

21.7.7.4

$$V_n = 2,4 A_{vd} f_y \sin \alpha \leq 5 / 6 \sqrt{f'_c} A_{cp} \quad (21-9)$$

R21.7.7

10 por 5/6 (ambas ocurrencias)

R21.11

2 in. por 50 mm
 50 in. por 1,3 m

21.11.4

2 in. por 50 mm

Apéndice A

RA.1 (biela en forma de botella)

6000 psi por 40 MPa

A.3.3.1

6000 psi por 40 MPa

RA.3.5

Grado 40 ó 60 por Grado 275 ó 420

A.4.1

60.000 psi por 420 MPa

10.000 psi por 70 MPa

Apéndice D

in.² por mm² (todas las veces que aparece)

in. por mm (todas las veces que aparece)

psi por MPa (todas las veces que aparece)

lb por N (todas las veces que aparece)

D.3.5

10.000 psi por 69 MPa

8000 psi por 55 MPa (ambas ocurrencias)

D.4.2.2

2 in. por 50 mm

25 in. 625 mm

D.5.1.2

125.000 psi por 862 MPa

D.5.2.2

24 por 10

17 por 7

11 in. por 280 mm

25 in. por 635 mm

D.5.4.1

$$N_{sb} = 13,3c\sqrt{A_{brg}}\sqrt{f_c'} \quad (D-11)$$

D.6.1.2

125.000 psi por 862 MPa (todas las veces que aparece)

D.6.2.2

$$v_b = 0,6\left(\frac{\ell}{d_o}\right)^{0,2}\sqrt{d_o}\sqrt{f_c'}c_1^{1,5}$$

D.6.2.3

3/8 in. por 10 mm

2,5 in. por 65 mm

$$v_b = 0,66\left(\frac{\ell}{d_o}\right)^{0,2}\sqrt{d_o}\sqrt{f_c'}c_1^{1,5}$$

D.6.2.7

barra No. 4 por No.13 (todas las veces que aparece)

4 in. por 100 mm.

D.6.3.1

2,5 in. por 65 mm (ambas ocurrencias)

D.8.5

4 in. por 100 mm

RD.3.5

11.000 a 12.000 psi por 76 a 83 MPa

10.000 psi por 69 MPa

8000 psi por 55 MPa (ambas ocurrencias)

RD.5.2.2

11 in. por 280 mm

25 in. por 635 mm (ambas ocurrencias)

RD.5.2.3

4 in. por 100 mm

2,67 in. por 67 mm

RD.5.2.6

0,012 in. por 0,3 mm (ambas ocurrencias)

RD.6.2.2

7 por 0,6

RD.6.3

2,5 in. por 65 mm

Referencias

Capítulo 4

4.13

Reemplazar:

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

Capítulo 5

Agregar nueva referencia 5.8 al Comentario (renumerar las referencias del Capítulo 5 correspondientemente):

5.8 - Bartlett, M. F., y MacGregor, J. G., "Effect of Moisture Condition on Concrete Core Strengths," *ACI Materials Journal*, V. 91, No. 3, Mayo-Junio de, 1994, pp. 227-236.

Capítulo 9

Agregar:

9.x - *PCI Design Handbook - Precast and Prestressed Concrete*, 5ta Edición, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, Ill., 1998, pp. 4-68 a 4-72.

9.y - Mast, R.F., "Analysis of Cracked Prestressed Concrete Sections: A Practical Approach," *PCI Journal*, V. 43, No. 4, Julio-Agosto de 1998.

9.yy - Nowak, A.S., y Szerszen, M. M., "Reliability-Based Calibration for Structural Concrete," *Report UMCEE 01-04*, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, Mich.

Capítulo 11

11.aa - Johnson, M.I.C., y Ramirez, J.A., 1989, "Minimum Amount of Shear Reinforcement in

High Strength Concrete Members," *ACI Structural Journal*, V. 86, No. 4; Julio-Agosto, pp. 376-382.

11.bb - Ozcebe, G.; Ersoy, U.; y Tankut, T., 1999, "Evaluation of Minimum Shear Reinforcement for Higher Strength Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 96, No. 3; Mayo-Junio, pp. 361-368.

11.aa - Broms, C.E., "Shear Reinforcement for Deflection Ductility of Flat Plates," *ACI Structural Journal*, V. 87, No. 6, Nov.-Dic. 1990, pp. 696-705

11.bb - Yamada, T.; Nanni, A.; y Endo, K., "Punching shear Resistance of Flat Slabs: Influence of Reinforcement Type and Ratio," *ACI Structural Journal*, V. 88, No. 4, Julio-Agosto de 1991, pp. 555-563.

11.cc - Hawkins, N.M.; Mitchell, D.; y Hanna, S.N., "The Effects of Shear Reinforcement on Reversed Cyclic Loading Behavior of Flat Plate Structures," *Canadian Journal of Civil Engineering* (Ottawa), V. 2, 1975, pp 572-582.

11.dd - ACI-ASCE 421, "Shear Reinforcement for Slabs," *ACI 421.1R-99*, 12 pp., American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 1999.

11.xx - Hsu, Thomas T.C., "ACI Shear and Torsion Provisions for Prestressed Hollow Girders," *ACI Structural Journal*, V. 94, No. 6, Nov. - Dic. 1997, pp. 787-799.

11.yy - Hsu, Thomas T.C., "Torsion of Structural Concrete - Behavior of Reinforced Concrete Rectangular Members," *Torsion of Structural Concrete, ACI SP-18*, American Concrete Institute, Detroit, Mich., 1968, pp. 261-306.

Capítulo 12

12.XX - Azizinamini, A.; Pavel, R.; Hatfield, E.; y Ghosh, S. K., "Behavior of Spliced Reinforcing Bars Embedded in high Strength Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 96, No. 5, 1999, pp. 826-835.

12.YY - Azizinamini, A.; Darwin, D.; Eligehausen, R.; Pavel, R.; y Ghosh, S. K., "Proposed Modifications to ACI 318-95 Development and Splice Provisions for High Strength Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 96, No. 6, 1999, pp. 922-926.

12.XX - Jirsa, J.O., y Marques, J. L. G., "A Study of Hooked Bar Anchorages in Beam-Column Joints," *ACI JOURNAL*, V. 72, No. 5, Mayo, 1975, pp. 198-200.

12.x - Rose, D. R., y Russell, B. W., 1997, "Investigation of Standardized Tests to Measure the Bond Performance of Prestressing Strand," *PCI Journal* V.42, No. 4, Julio-Agosto, 1997, pp. 56-60

12.y - Logan, D. R., 1997, "Acceptance Criteria for Bond Quality of Strand for Pretensioned Prestressed Concrete Applications," *PCI Journal*, V. 42, No. 2, Marzo-Abril, 1997, pp. 52-90

12.xx - Martin, L., y Korkosz, W., 1995, "Strength of Prestressed Members at Sections Where Strands Are Not Fully Developed," *PCI Journal*, V.40, No. 5, Set.-Oct., 1995, pp. 58-66.

12.yy - Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, 1998, *PCI Design Handbook - Precast and Prestressed Concrete*, 5^{ta} Edición, pp. 4-27 - 4-29.

Capítulo 15

15-XX - Adebar, P.; Kuchma, D.; y Collins, M. P., 1990, "Strut-and-Tie Models for the design of Pile Caps: An Experimental Study," *ACI Structural Journal*, V. 87, No. 1, Enero-Febrero, pp. 81-92.

Capítulo 18

18.1 - Mast, R F., "Analysis of Cracked Prestressed Concrete Sections: A Practical Approach," *PCI Journal*, V. 43, No. 4, Julio-Agosto, 1998.

Capítulo 21

Reemplazar 21.29 por:

Wood, S.L.; Stanton, J.F.; y Hawkins, N.M., "Development of New Seismic Design Provisions for Diaphragms Based on the Observed Behavior of Precast Concrete Parking Garages during the 1994 Northridge Earthquake," *Journal*, Precast/Prestressed Concrete Institute, V. 45, No. 1, Enero-Febrero, 2000, pp. 50-65.

21.y - Pan, A, y Moehle, J. P., "Lateral Displacement Ductility of Reinforced Concrete Flat Plates," *ACI Structural Journal*, V. 86 No. 3, Mayo-Junio, 1989, pp. 250-258.

21.x - ACI-ASCE Committee 352, *Recommendations for Design of Slab-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures* (ACI 352.1R-89), American Concrete Institute, Detroit, Mich., 1989.

21.X1 - ACI Innovation Task Group 1 and Collaborators, 1999, *Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing* (ACI ITG/T1.1-99), American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich.

21.X2 - Yoshioka, K., y Sekine, M., 1991, "Experimental Study of Prefabricated Beam-Column Subassemblages," *Design of Beam-Column Joints for Seismic Resistance*, ACI SP-123, American Concrete Institute, Detroit, Mich., pp. 465-492.

21.X3 - Kurose, Y.; Nagami, K.; y Saito, Y., 1991, "Beam-Column Joints in Precast Concrete Construction in Japan," *Design of Beam-Column Joints for Seismic Resistance*, ACI SP-123, American Concrete Institute, Detroit, Mich., pp. 493-514.

21.X4 - Restrepo, J.; Park, R.; y Buchanan, A., 1995, "Tests on Connections of Earthquake Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames of Buildings," *Precast/Prestressed Concrete Institute Journal*, V. 40, No. 4, pp. 44-61.

21.X5 - Restrepo, J.; Park, R.; y Buchanan, A., 1995, "Design of Connections of Earthquake Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames," *Precast/Prestressed Concrete Institute Journal*, V. 40, No. 5, pp. 68-80.

21.X6 - Stone, W.; Cheok, G.; y Stanton, J., 1995, "Performance of Hybrid Moment-Resisting Precast Beam-Column Concrete Connections Subjected to Cyclic Loading," *American Concrete Institute Structural Journal*, V. 92, No. 2, pp. 229-249.

21.X7 - Nakaki, S.D.; Stanton, J.F.; y Sritharan, S., 1999, "An Overview of the PRESS Five-Story Precast Test Building," *Precast/Prestressed Concrete Institute Journal*, V. 44, No. 2, pp. 26-39.

21.X8 - Palmieri, L.; Saqan, E.; French, C.; y Kreger, M., 1996, "Ductile Connections for Precast Concrete Frame Systems," *Mete A. Sozen Symposium, ACI SP-162*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., pp. 313-355.

Apéndice A

A-1 - Schlaich, J.; Schafer, K.; y Jennewein, M., 1987, "Toward a Consistent Design of Structural Concrete," *PCI Journal*, V. 32, No. 3, Mayo-Junio, pp. 74-150.

A-2 - Collins, M.P., y Mitchell, D., 1991, *Prestressed Concrete Structures*, Prentice Hall Inc., Englewood Cliffs, N.J., 766 pp.

A-3 - MacGregor, J.G., 1997, *Reinforced Concrete: Mechanics and Design*, 3ra Edición., Prentice Hall, Englewood Cliffs, N.J., 939 pp.

A-4 - FIP Commission 3, 1999, *FIP Recommendations 1996, Practical Design of Structural Concrete*, FIP Congress Amsterdam 1996, Fédération Internationale de la Précontrainte, Lausanne.

A-5 - Menn, C, 1990, *Prestressed Concrete Bridges*, Birkhauser, Basle, 535 pp.

A-6 - Muttoni, A; Schwartz, J.; y Thürlimann, B., 1997, *Design of Concrete Structures with Stress Fields*, Birkhauser, Boston, Mass., 143 pp.

A-7 - Joint ACI-ASCE Committee 445, Shear and Torsion, 1998, "Recent Approaches to Shear Design of Structural Concrete," *ASCE Journal of Structural Engineering*, Dic., pp 1375-1417., y

Manual of Concrete Practice 2000, y ediciones posteriores.

A-8 - Bergmeister, K.; Breen, J.E.; y Jirsa, J.O., 1991, "Dimensioning of the Nodes and Development of Reinforcement," *IABSE Colloquim Stuttgart 1991*, International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich, pp. 551-556.

Apéndice C

Eliminar referencias C.1 y C.2.

Apéndice D

D.1 - ANSI/ASME B1.1, "Unified Inch Screw Threads (UN and UNR Thread Form), ASME, Fairfield, N.J., 1989.

D.2 - ANSI/ASME B18.2.1, "Square and Hex bolts and Screws, Inch Series," ASME, Fairfield, N.J., 1996.

D.3 - ANSI/ASME B18.2.6, "Fasteners for Use in Structural Applications," ASME, Fairfield, N.J., 1996.

D.4 - Primavera, E.J., Pinelli, J.-P. y Kalajian, E.H., "Tensile Behavior of Cast-in-Place and Undercut Anchors in High-Strength Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 94, No. 5, Set.-Oct. 1997, pp. 583-594.

D.5 - Cook, R.A. y Klingner, R.E., "Behavior of Ductile Multiple-Anchored Steel-to-Concrete Connections with Surface-Mounted Baseplates," *Anchors in Concrete: Design and Behavior, ACI SP-130*, 1992, American Concrete Institute, Detroit, Mich., pp. 61-122,

D.6 - Cook, R.A., y Klingner, R.E., "Ductile Multiple-Anchored Steel-to-Concrete Connections," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 118, No. 6, Junio 1992, pp. 1645 - 1665.

D.7 - Lotze, D., y Klingner, R.E., "Behavior of Multiple-Anchored Attachments to Concrete from the

Perspective of Plastic Theory,” *Report PMFSEL 96-4*, Ferguson Structural Engineering Laboratory, The University of Texas, Austin, Mar., 1997.

D.8 - Design of Fastenings in Concrete, Comité Euro-International du Béton (CEB), Thomas Telford Services Ltd., Londres, Enero 1997.

D.9 - Fuchs, W., Eligehausen, R., y Breen, J., “Concrete Capacity Design (CCD) Approach for Fastening to Concrete,” *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 1, Enero-Febrero, 1995, pp. 73-93. Discussion - *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 6, Nov.- Dic., 1995, pp. 787 – 802.

D.10 - Eligehausen, R., y Balogh, T., “Behavior of Fasteners Loaded in Tension in Cracked Reinforced Concrete,” *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 3, Mayo-Junio 1995, pp. 36S-379.

D.11 - Fastenings to Concrete and Masonry Structures, State of the Art Report, Comité Euro-International du Béton, (CEB), Bulletin No. 216, Thomas Telford Services Ltd., Londres, 1994.

D.12 - Klingner, R.; Mendonca, J.; y Malik, J., “Effect of Reinforcing Details on the Shear Resistance of Anchor Bolts under Reversed Cyclic Loading,” *Journal of the American Concrete Institute*, V. 79, No. 1, 1982, pp. 3 – 12.

D.13 - Eligehausen, R.; Fuchs, W.; y Mayer, B., “Load Bearing Behavior of Anchor Fastenings in Tension,” *Betonwerk+ Fertigteiltechnik*, 12/1987, pp. 826-832, y 1/1988, pp. 29-35.

D.14 - Eligehausen, R., y Fuchs, W., “Load Bearing Behavior of Anchor Fastenings under Shear, Combined Tension and Shear or Flexural Loadings,” *Betonwerk + Fertigteiltechnik*, 2/1988, pp. 48 - 56.

D.15 - Farrow, C.B., y Klingner, R.E., “Tensile Capacity of Anchors with Partial or Overlapping Failure Surfaces: Evaluation of Existing Formulas on an LRFD Basis,” *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 6, Nov.- Dic-1995, pp. 698-710.

D.16 - PCI Design Handbook, 5ta Edición, *Precast/Prestressed Concrete Institute*, Chicago, Ill., 1999.

D.17 - ACI Committee 349, *Code Requirements for Nuclear Safety Related Concrete Structures (ACI 349-85), Appendix B - Steel Embedment*, ACI Manual of Concrete Practice, Parte 4, 1987.

D.18 - Zhang, Y., “Dynamic Behavior of Multiple Anchor Connections in Cracked Concrete,” Ph.D. diss., The University of Texas, Austin, Agosto 1997.

D.19 - Lutz, L., “Discussion to Concrete Capacity Design (CCD) Approach for Fastening to Concrete,” *ACI Structural Journal*, Nov./Dic. 1995, pp. 791 – 792 y conclusiones del autor, pp. 798-799.

D.20 - Kuhn, D., y Shaikh, F., “Slip-Pullout Strength of Hooked Anchors,” *Research Report University of Wisconsin - Milwaukee*, presentado al National Codes and Standards Council, 1996.

D.21 - Furche, J. y Eligehausen, R., “Lateral Blow-out Failure of Headed Studs Near a Free Edge,” *Anchors in Concrete-Design and Behavior*, ACI S-130, American Concrete Institute, Detroit, Mich., 1991, pp. 235-252.

D.22 - Wong, T.L., “Stud Groups Loaded in Shear” Tesis doctoral, Oklahoma State University, 1988.

D.23 - Shaikh, A.F., y Yi, W., “In-place Strength of Welded Studs,” *PCI Journal*, V.30 (2), Marzo-Abril 1985.

Tabla R1.1.8.3

Tabla R1.1.8.3 (Por motivos de claridad se omite el subrayado)

Código, norma o documento fuente y edición	Nivel de riesgo sísmico o Categoría de comportamiento o diseño sísmico asignada según lo definido en la sección del Código		
	Bajo (21.2.1.2)	Moderado/Intermedio (21.2.1.3)	Elevado (21.2.1.4)
International Building Code 2000; NEHRP ⁵ 1997	CDS ² A,B	CDS C	CDS D, E, F
BOCA National Building Code 1993, 1996, 1999; Standard Building Code 1994, 1997, 1999; ASCE ³ 7-93, 7-95, 7-98; NEHRP ⁴ 1991, 1994	CCS ¹ A,B	CCS C	CCS D,E
Uniform Building Code 1991, 1994, 1997	Zona sísmica 0, 1	Zona sísmica 2	Zona sísmica 3,4

1. CCS = *Categoría de Comportamiento Sísmico* según lo definido en el código, norma o documento fuente
2. CDS = *Categoría de Diseño Sísmico* según lo definido en el código, norma o documento fuente
3. Cargas de diseño mínimas para edificios y otras estructuras, ASCE
4. NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program) Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings
5. NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program) Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings

MOTIVO DEL CAMBIO EN LA TABLA R1.1.8.3: La tabla adicional sugerida le proporcionará al usuario antecedentes e información sobre cómo los códigos modelo asignan el riesgo sísmico y cómo la terminología de los códigos modelo se puede relacionar con la de ACI 318. La Tabla R1.1.8.3 sugerida constituirá una guía sobre cómo correlacionar la intención del código modelo con los detalles requeridos por ACI 318.

Tabla 5.3.2.1

Tabla 5.3.2.1 - Resistencia media a la compresión requerida cuando hay datos disponibles para establecer una desviación estándar
Agregar Tabla 5.3.2.1

Resistencia a la compresión especificada, f'_c , psi	Resistencia media a la compresión requerida, f'_{cr} , psi
$f'_c \leq 5000$	Utilizar el mayor valor obtenido de las ecuaciones 5-1 y 5-2 $f'_{cr} = f'_c + 1,34s \quad (5-1)$ $f'_{cr} = f'_c + 2,33s - 500 \quad (5-2)$
Más de 5000	Utilizar el mayor valor obtenido de las ecuaciones 5-1 y 5-3 $f'_{cr} = 0,90f'_c + 2,33s \quad (5-3)$

Tabla 5.3.2.2

Tabla 5.3.2.2 - Resistencia media a la compresión requerida cuando no hay datos disponibles para establecer una desviación estándar

Modificar la tabla de la siguiente manera:

Resistencia a la compresión especificada, f'_c , psi	Resistencia media a la compresión requerida, f'_{cr} , psi
Menos de 3000	$f'_c + 1000$
3000 a 5000	$f'_c + 1200$
Más de 5000	$1.10 f'_c + 700$

MOTIVO DEL CAMBIO EN LA TABLA 5.3.2.2: Actualizar las sobrerresistencias de diseño y criterios de aceptación para hormigón de alta resistencia.

Figura R8.4 (Anteriormente Figura RB.8.4)

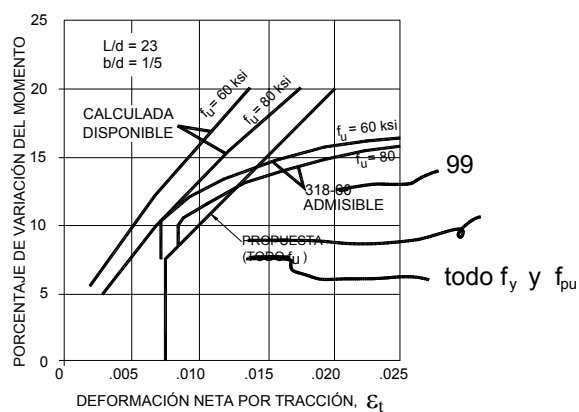
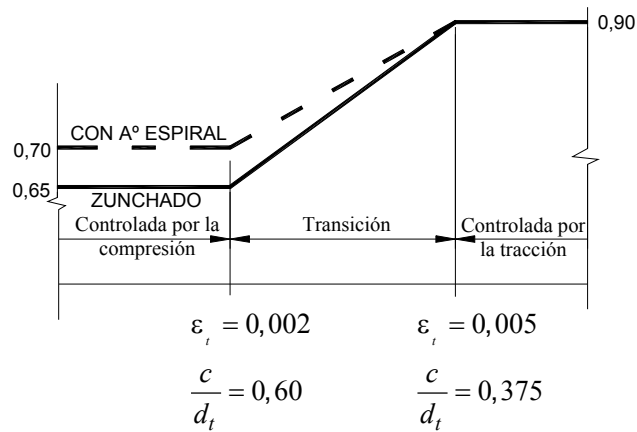


Figura R8.4 - Redistribución de momentos permitida para mínima capacidad de rotación

Figura R9.3.2



Interpolación con ε_t : A° espiral $\phi = 0,567 + 66,7 \varepsilon_t$

Zunchado $\phi = 0,483 + 83,3 \varepsilon_t$

Interpolación con c/d_t : A° espiral $\phi = 0,367 + 0,20 / (c/d_t)$

Zunchado $\phi = 0,233 + 0,25 / (c/d_t)$

Agregar nueva Figura R9.3.2

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

Figura R10.3.3 (Anteriormente Figura RB10.3.3)

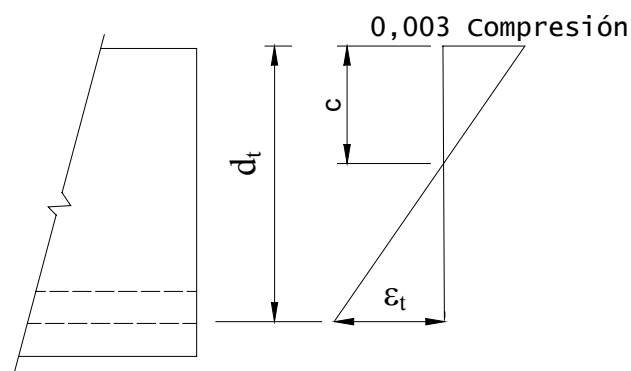


Figura R.10.3.3 - Distribución de deformaciones y deformación neta por tracción

Figura R10.6.7

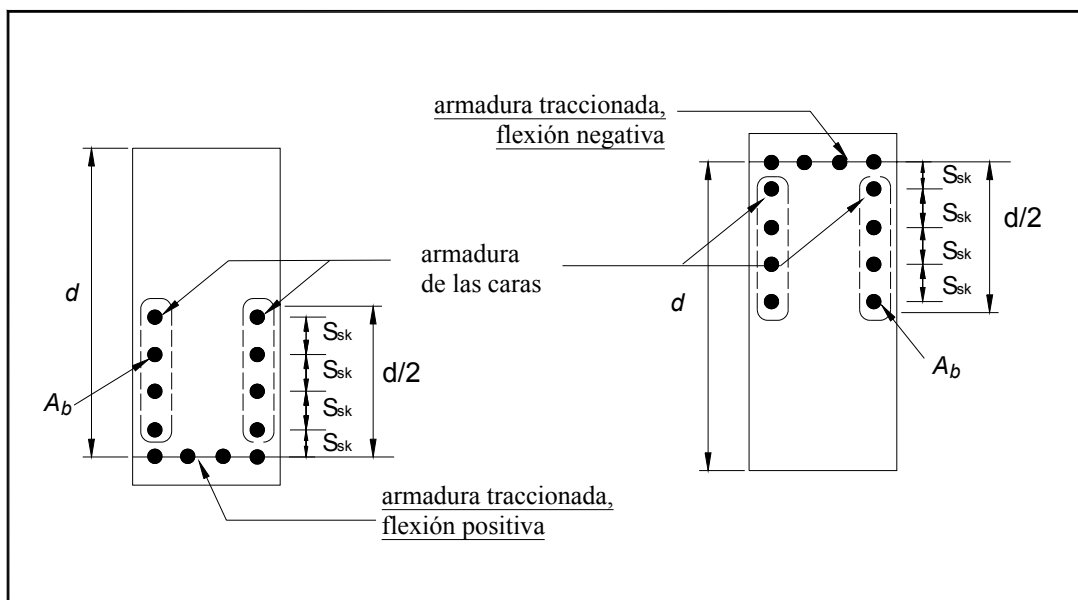


Figura R10.6.7 - Armadura para las caras de vigas y viguetas con $d > 36$ in

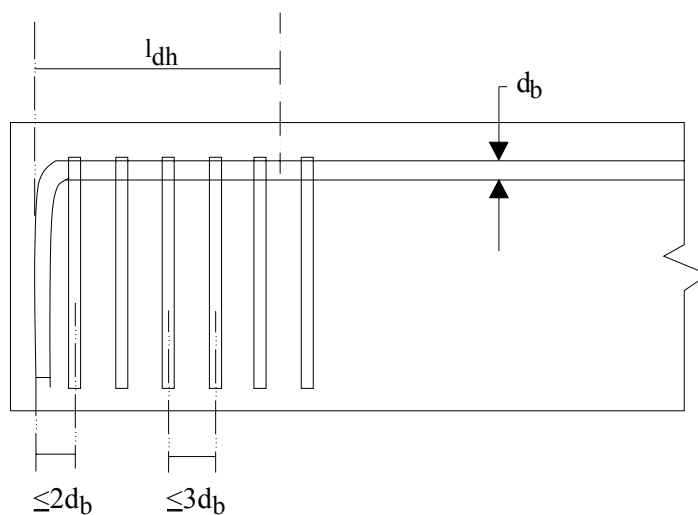


Figura R12.5.3(a) - Zunchos o estribos perpendiculares a la barra a desarrollar, separados a o largo de la longitud de desarrollo l_{dh}
 Agregar nueva figura.

Figura R12.5.3(b)

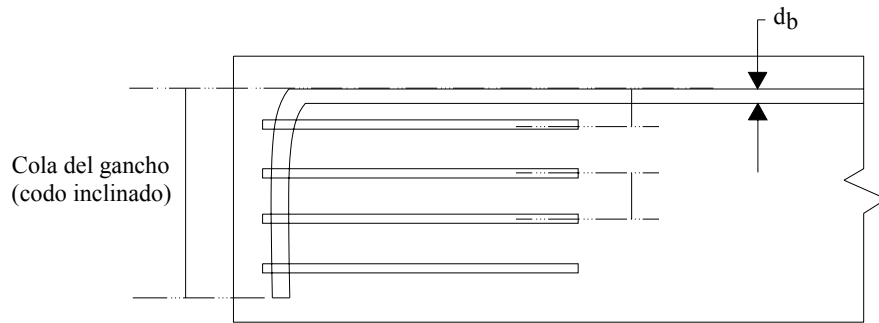


Figura R12.5.3(b) - Zunchos o estribos paralelos a la barra a desarrollar, separados a lo largo de la cola del gancho más el codo
 Agregar nueva figura.

Figura R12.5.4

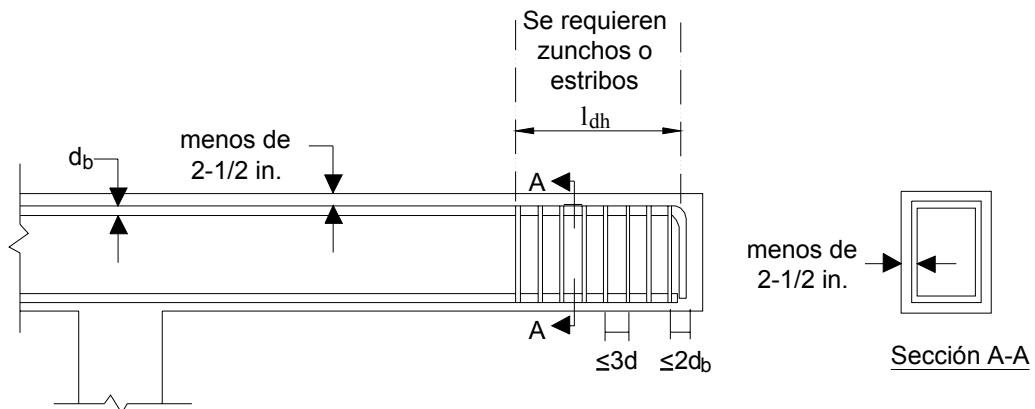


Figura R12.5.4 - Recubrimiento de hormigón según 12.5.4

Revisar la Fig. R12.5.4 del código para mostrar los límites de separación de los zunchos sobre la longitud de la viga según la Fig. R12.5.3(a) y definir d_b en la figura.

Figura R12.9

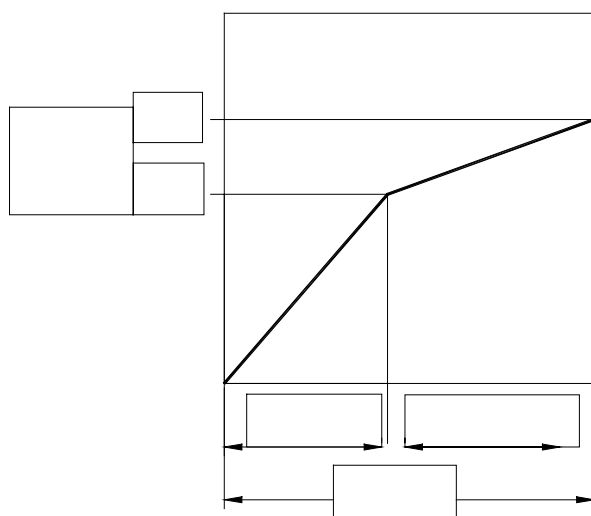


Figura R12.9 - Relación bilineal idealizada entre la tensión en el acero y la distancia desde el extremo libre del cable

Reemplazar por la nueva Figura R12.9

TABLA R18.3.3 - REQUISITOS DE DISEÑO POR SERVICIABILIDAD

	Pretensado			No pretensado
	Clase U	Clase T	Clase C	
Comportamiento supuesto	No fisurado	Transición entre no fisurado y fisurado	Fisurado	Fisurado
Propiedades seccionales para cálculo de tensiones bajo cargas de servicio	Sección bruta 18.3.4	Sección bruta 18.3.4	Sección fisurada 18.3.4	Ningún requisito
Tensión admisible en transferencia	18.4.1	18.4.1	18.4.1	Ningún requisito
Tensión de compresión admisible en base a las propiedades de la sección no fisurada	18.4.2	18.4.2	Ningún requisito	Ningún requisito
Tensión de tracción bajo cargas de servicio 18.3.3	$\leq 7,5\sqrt{f'_c}$	$7,5\sqrt{f'_c} < f_t \leq 12\sqrt{f'_c}$	Ningún requisito	Ningún requisito
Base para el cálculo de las deflexiones	9.5.4.1 Sección bruta	9.5.4.2 Sección fisurada, bilineal	9.5.4.2 Sección fisurada	9.5.2, 9.5.3 Momento de inercia efectivo
Limitación de la fisuración	Ningún requisito	Ningún requisito	10.6.4 Modificada para cable	10.6.4
Cálculo de Δf_{ps} ó f_s para limitación de la fisuración			Análisis de sección fisurada	$\frac{M}{A_s \times \text{brazo de palanca}}$ ó $0,6f_y$
Armadura de las caras laterales	Ningún requisito	Ningún requisito	10.6.7	10.6.7

Agregar nueva Tabla

Figura R21.6.2

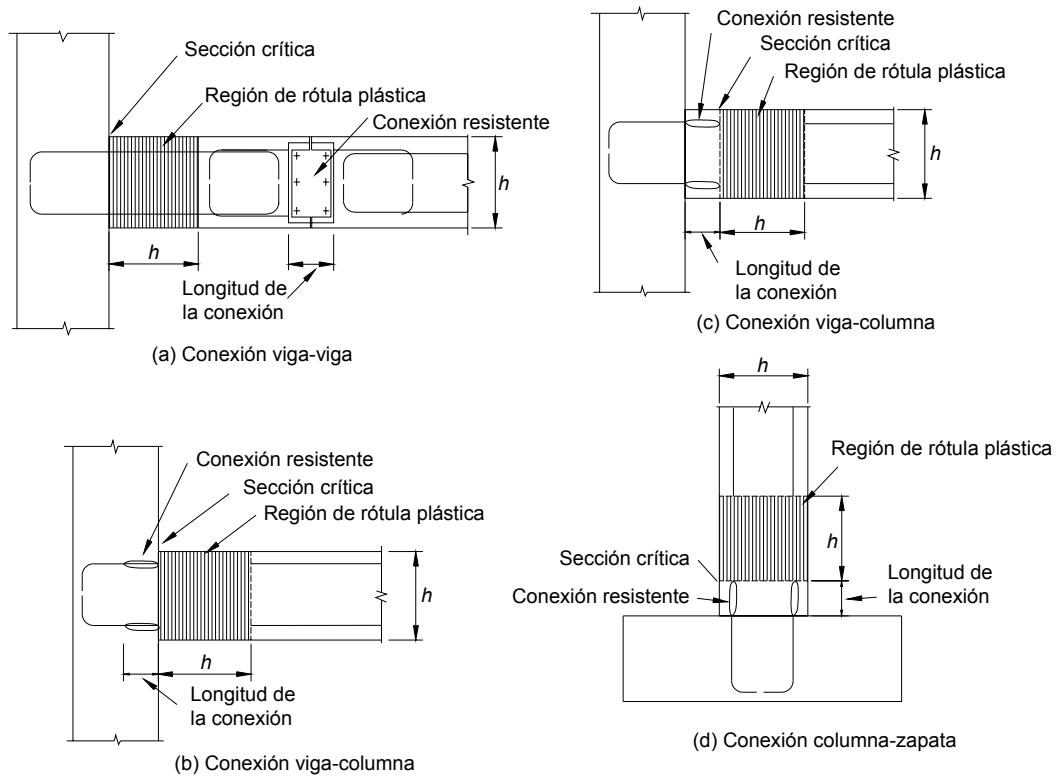
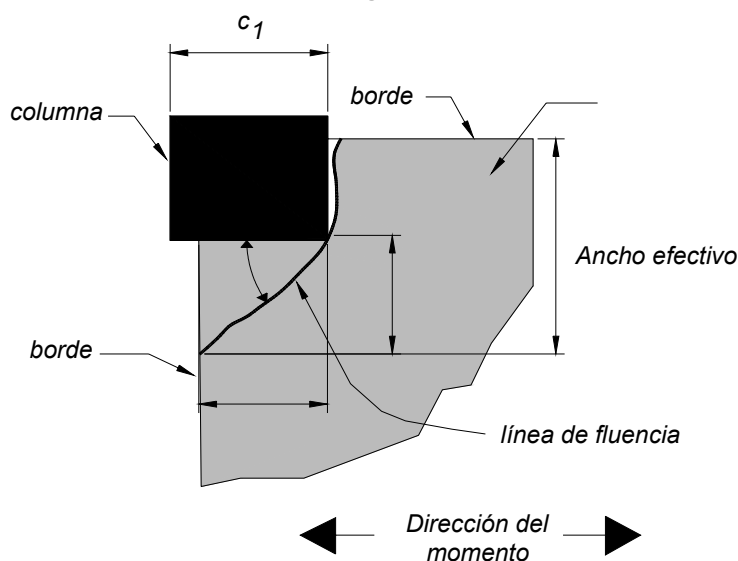


Figura R21.6.2 - Ejemplos de conexiones resistentes

Agregar nueva figura

Figura R21.10x



(b) Conexión en esquina

Agregar nueva figura.

Figura R21.10.x - Ancho para colocación de armadura en conexiones de borde y en esquina

Tabla R21.2.1

TABLA R21.2.1 - SECCIONES DE LOS CAPÍTULO 21 Y 22 QUE SE DEBEN SATISFACER*

Nota: Por motivos de claridad se omite el subrayado

Componente que resiste efectos sísmicos, a menos que se especifique lo contrario	Nivel de riesgo sísmico o Categoría de comportamiento o diseño sísmico (Según lo definido en la Sección del Código)	
	Intermedio (21.2.1.3)	Elevado (21.2.1.4)
Miembros de pórticos	21.10	21.2, 21.3, 21.4, 21.5
Muros estructurales y vigas de acoplamiento	Ninguna	21.2, 21.7
Diafragmas y cerchas estructurales	Ninguna	21.2, 21.9
Fundaciones	Ninguna	21.2, 21.10
Miembros de pórticos no dimensionados para resistir fuerzas inducidas por movimientos sísmicos	Ninguna	21.1
Hormigón simple	22.2.4	22.2.4, 22.10.1

* Además de los requisitos de los Capítulos 1 a 18 para estructuras con riesgo sísmico intermedio (21.2.1.3), y Capítulos 1 a 17 para estructuras con riesgo sísmico elevado (21.2.1.4).

MOTIVO DEL CAMBIO EN LA TABLA R21.2.1: Los cambios sugeridos son fundamentalmente de naturaleza editorial y su intención es asegurar la consistencia de la terminología, utilizar términos que se definen por primera vez en esta edición y hacer que la lectura sea más sencilla. También se sugiere mantener la Tabla R21.2.1 existente, pero en un formato revisado que permita acomodar los cambios a la edición 1995 de la norma. La intención de la tabla es servir de guía a los usuarios que no utilizan este capítulo frecuentemente.

Figura RB8.4 (Anteriormente Figura R8.4)

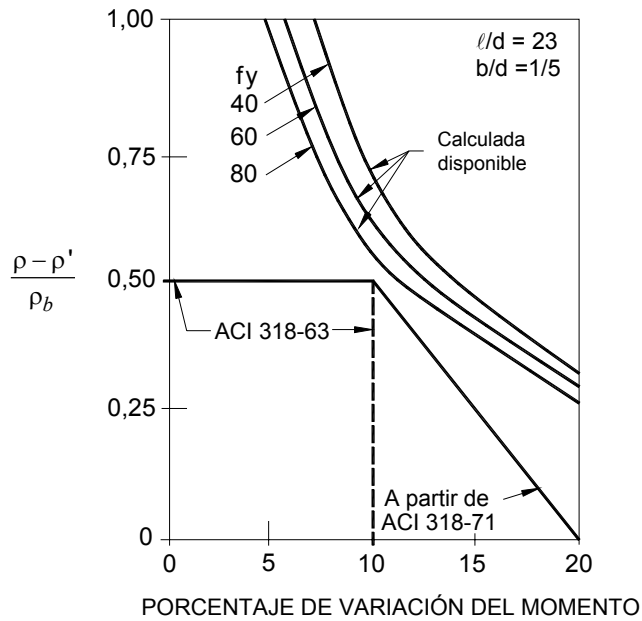


Figura RB8.4 - Redistribución de momentos permitida para mínima capacidad de rotación

Figura RC.3.2

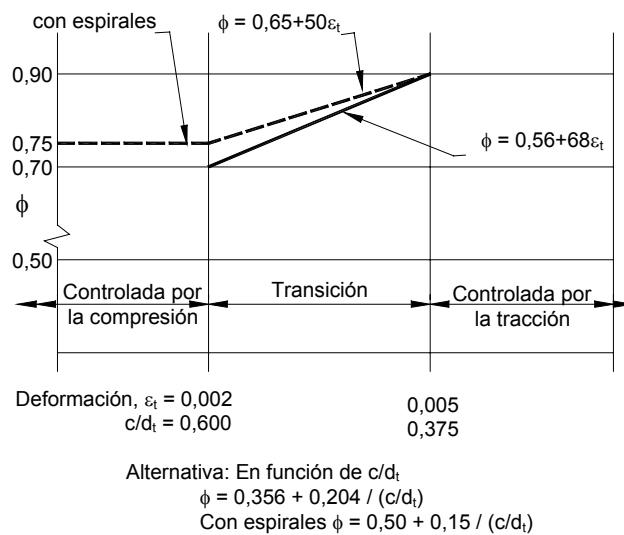


Figura RC.3.2 - Variación de ϕ en función de la deformación neta por tracción ϵ_t y c/d_t para armadura de Grado 60 y para acero de pretensado
Agregar nueva figura.

Tabla 5.3.2.1

Tabla 5.3.2.1 - Resistencia media a la compresión requerida cuando hay datos disponibles para establecer una desviación estándar.

Resistencia a la compresión especificada, f'_c , MPa	Resistencia media a la compresión requerida, f'_{cr} , MPa
$f'_c \leq 35$	Utilizar el mayor valor obtenido de las ecuaciones 5-1 y 5-2 $f'_{cr} = f'_c + 1,34s$ (5-1) $f'_{cr} = f'_c + 2,33s - 3,5$ (5-2)
Más de 5000	Utilizar el mayor valor obtenido de las ecuaciones 5-1 y 5-3 $f'_{cr} = 0,90f'_c + 2,33s$ (5-3)

Tabla 5.3.2.2

Tabla 5.3.2.2 - Resistencia media a la compresión requerida cuando no hay datos disponibles para establecer una desviación estándar.

Resistencia a la compresión especificada, f'_c , MPa	Resistencia media a la compresión requerida, f'_{cr} , MPa
Menos de 21	$f'_c + 7,0$
21 a 35	$f'_c + 8,5$
Más de 35	$f'_c + 5,0$

Figura R12.5.4

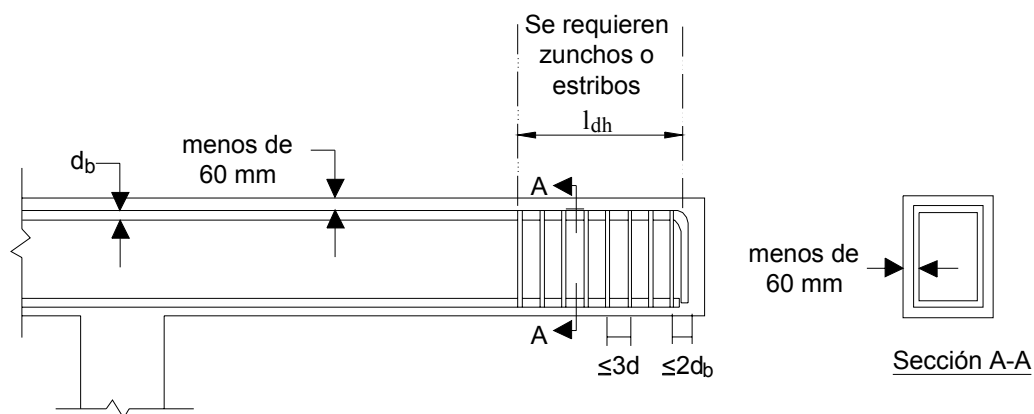


Figura R12.5.4 - Recubrimiento de hormigón según 12.5.4

Figura R10.6.7

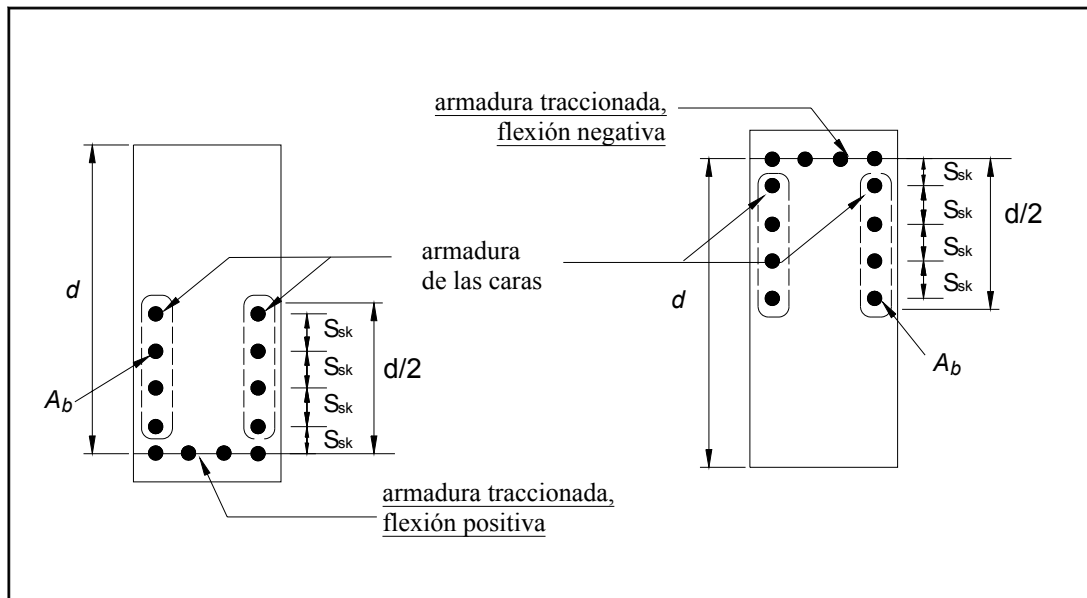


Figura R10.6.7 - Armadura para las caras de vigas y viguetas con $d > 1 \text{ m}$

Figura R12.9

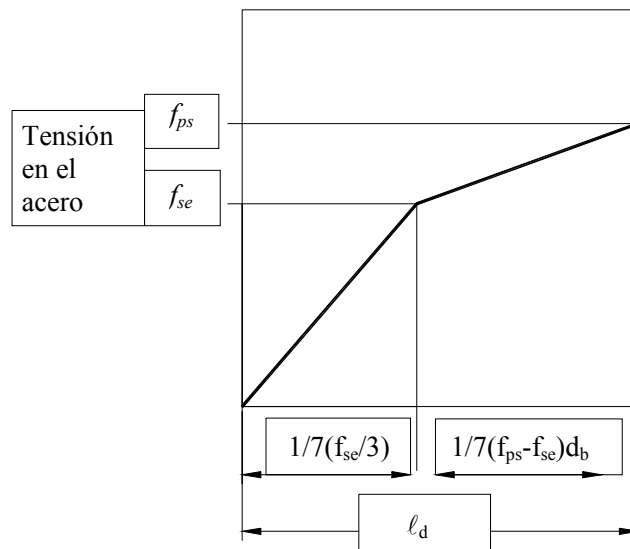


Figura R12.9 - Relación bilineal idealizada entre la tensión en el acero y la distancia desde el extremo libre del cable
Reemplazar por la nueva Figura R12.9

Tabla R18.3.3 - Requisitos de diseño por serviciabilidad

	Pretensado			No pretensado
	Clase U	Clase T	Clase C	
Comportamiento supuesto	No fisurado	Transición entre no fisurado y fisurado	Fisurado	Fisurado
Propiedades seccionales para cálculo de tensiones bajo cargas de servicio	Sección bruta 18.3.4	Sección bruta 18.3.4	Sección fisurada 18.3.4	Ningún requisito
Tensión admisible en transferencia	18.4.1	18.4.1	18.4.1	Ningún requisito
Tensión de compresión admisible en base a las propiedades de la sección no fisurada	18.4.2	18.4.2	Ningún requisito	Ningún requisito
Tensión de tracción bajo cargas de servicio 18.3.3	$\leq 0,7\sqrt{f'_c}$	$0,7\sqrt{f'_c} < f_t \leq \sqrt{f'_c}$	Ningún requisito	Ningún requisito
Base para el cálculo de las deflexiones	9.5.4.1 Sección bruta	9.5.4.2 Sección fisurada, bilineal	9.5.4.2 Sección fisurada	9.5.2, 9.5.3 Momento de inercia efectivo
Limitación de la fisuración	Ningún requisito	Ningún requisito	10.6.4 Modificada para cable	10.6.4
Cálculo de Δf_{ps} ó f_s para limitación de la fisuración			Análisis de sección fisurada	$\frac{M}{A_s \times \text{brazo de palanca}}$ ó $0,6f_y$
Armadura de las caras laterales	Ningún requisito	Ningún requisito	10.6.7	10.6.7

Figura RD.5.2(a)

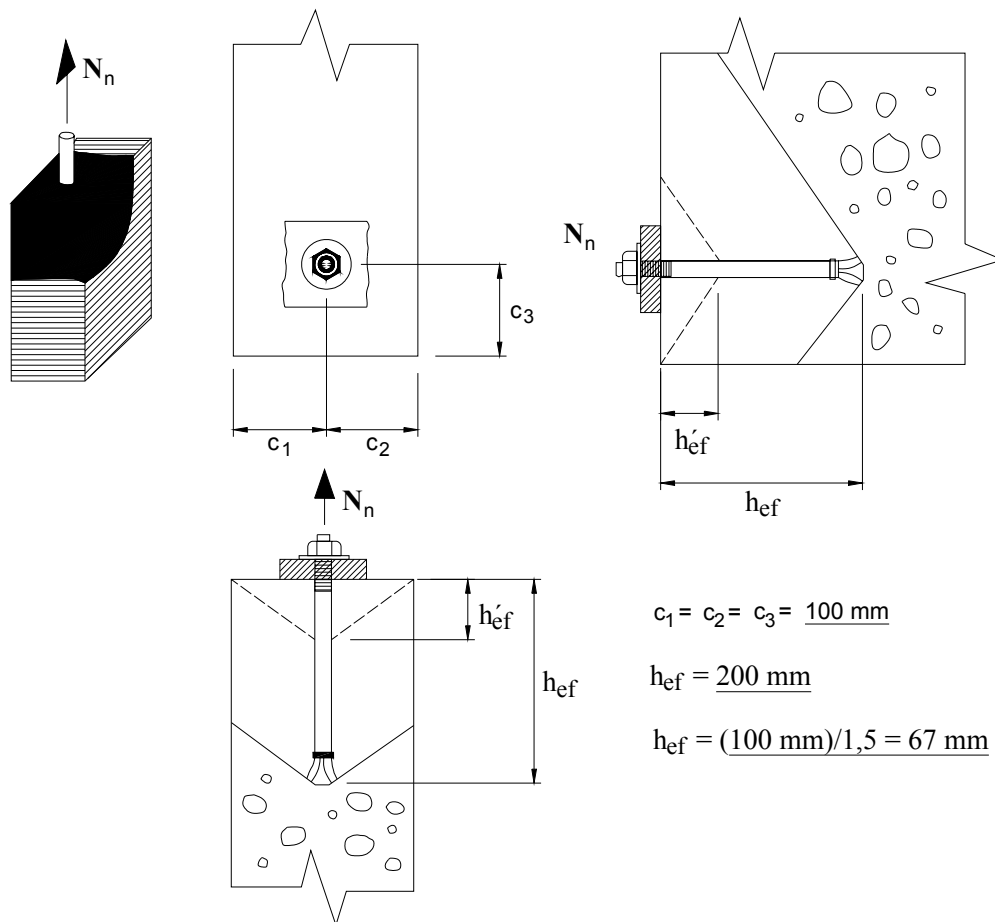


Figura RD.5.2(a) - Superficies de falla en miembros angostos para diferentes longitudes de empotramiento