

---

# Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero

---

versión en español

Basado en la publicación “Specification for Structural Steel Buildings”  
(estándar nacional estadounidense ANSI/AISC 360-10)  
editado por la American Institute of Steel Construction (AISC)



ASOCIACIÓN  
LATINOAMERICANA  
DEL ACERO

Benjamín 2944, 5° Piso  
Las Condes  
Santiago de Chile

# CAPÍTULO I

## DISEÑO DE MIEMBROS DE SECCIÓN COMPUESTA

Este Capítulo abarca el diseño de miembros compuestos formados por perfiles de acero estructural laminados o armados o Secciones tubulares y concreto estructural actuando en conjunto, y vigas de acero que soportan losas de concreto reforzado conectadas de manera tal que actúan en conjunto para resistir la flexión. También se incluyen vigas de sección compuesta simples y continuas con conectores de corte de acero y vigas embebidas en concreto y vigas rellenas en concreto, construidas con o sin apuntalamientos temporales.

El Capítulo está organizado de la siguiente manera:

- I1. Disposiciones Generales
- I2. Fuerza Axial
- I3. Flexión
- I4. Corte
- I5. Combinación de Carga Axial y Flexión
- I6. Transferencia de Cargas
- I7. Diafragmas Compuestos y Vigas Colectoras
- I8. Anclajes de Acero
- I9. Casos Especiales

### **I1. DISPOSICIONES GENERALES**

Para determinar los efectos de carga en miembros y conexiones de una estructura que incluye miembros compuestos, se debe considerar la sección efectiva para cada instante de incremento de carga aplicada.

#### **1. Concreto y Acero de Refuerzo**

El diseño, detallamiento y propiedades de los materiales relacionados a las partes de concreto y acero de refuerzo en la construcción compuesta deben cumplir con las especificaciones de diseño para concreto reforzado y barras de refuerzo estipuladas por la normativa de edificación aplicable. Adicionalmente podrán aplicarse las disposiciones del Código ACI 318 con las siguientes excepciones y limitaciones

- (1) ACI 318. Secciones 7.8.2 y 10.13, y el Capítulo 21 serán excluidos en su totalidad.
- (2) Las limitaciones sobre concreto y el acero de refuerzo serán las especificadas en la Sección 11.3
- (3) Las limitaciones de Refuerzo transversal serán las especificadas en la Sección I2.1a (2), como complemento a las especificadas en ACI 318.
- (4) La mínima razón de refuerzo longitudinal para miembros embebidos en concreto será la especificada en la Sección I2.1a (3).

Los componentes de Concreto y de Acero de Refuerzo diseñados de acuerdo con ACI 318 deberán estar basados en el nivel de carga correspondiente a las combinaciones de carga LRFD.

**Nota:** El intento de la Especificación es que las porciones de concreto y de acero de refuerzo en miembros compuestos de concreto sean detallados empleando las disposiciones para elementos no compuestos de ACI 318 siendo modificadas por la Especificación. Todos los requerimientos específicos para miembros compuestos son cubiertos en la Especificación.

Nótese que la base de diseño para ACI 318 es el diseño por resistencia. Los diseñadores que empleen ASD en acero deben ser conscientes de los diferentes factores de carga.

## 2. Resistencia Nominal de Secciones Compuestas

La resistencia nominal de secciones compuestas deberá ser determinada de acuerdo con el método de distribución de las tensiones plásticas o el método de compatibilidad de las deformaciones tal como se define en esta sección.

La resistencia a tracción del concreto deberá ser despreciada en la determinación de la resistencia nominal de miembros compuestos.

Los efectos por pandeo local deberán ser considerados para *miembros compuestos rellenos* como se define en la Sección I1.4. Los efectos por pandeo local no necesitan ser considerados para los *miembros compuestos embebidos*.

### 2a. Método de Distribución de las Tensiones Plásticas

Para el *método de distribución de las tensiones plásticas*, la *resistencia nominal* debe ser calculada suponiendo que los componentes de acero han alcanzado la tensión  $F_y$  en tracción o en compresión, según corresponda y que los componentes de concreto debido a fuerzas axiales y/o flexión han alcanzado la tensión de  $0,85f'_c$ . En el caso de secciones tubulares redondas, rellenas de concreto se permite emplear una tensión de  $0,95f'_c$ , para tomar en cuenta los efectos de confinamiento en las componentes de concreto sometidas a compresión por fuerzas axiales y/o por flexión.

### 2b. Método de Compatibilidad de las Deformaciones

En el caso del *método de compatibilidad de las deformaciones*, debe suponerse una distribución lineal de las deformaciones en la sección, con una deformación unitaria máxima del concreto en compresión de 0,003 mm/mm. Las relaciones tensión-deformación del acero y del concreto deben ser obtenidas de ensayos o de resultados publicados para materiales similares.

**Nota:** El método de compatibilidad de las deformaciones debe ser usado para determinar la resistencia nominal de secciones irregulares y para casos donde el acero no exhibe un comportamiento elasto-plástico. Guías generales para el método de compatibilidad de deformaciones para columnas embebidas sujetas a fuerza axial, flexión o a ambas se presentan en la *Guía de Diseño 6 AISC* y en ACI 318.

### 3. Limitaciones del Material

Para concreto, acero estructural y barras de acero de refuerzo en sistemas compuestos deberán cumplirse las siguientes limitaciones, a menos que se justifique valores distintos mediante ensayos o análisis:

- (1) Para la determinación de la resistencia disponible, el concreto debe tener una resistencia de compresión  $f'_c$  no menor que 215 kgf/cm<sup>2</sup> (21 MPa) ni mayor que 715 kgf/cm<sup>2</sup> (70 MPa) en concreto de peso normal y no menor que 215 kgf/cm<sup>2</sup> (21 MPa) ni mayor que 430 kgf/cm<sup>2</sup> (42 MPa) en el caso de concreto liviano.

**Nota:** El concreto de alta resistencia puede ser utilizado para cálculos de rigidez pero no se puede contar con él para cálculos de resistencia a menos que sea justificado mediante ensayos o análisis.

- (2) La tensión de fluencia mínima especificada del acero estructural y de las barras de refuerzo, usada en el cálculo de la resistencia de una columna compuesta, no debe exceder de 5.355 kgf/cm<sup>2</sup> (525 MPa).

### 4. Clasificación de Secciones Compuestas Rellenas para Pandeo Local

Para compresión, las secciones compuestas rellenas se clasifican como compactas, no compactas o esbeltas. Para que una sección califique como compacta, la máxima razón ancho-espesor ende sus elementos de acero sujetos a compresión no debe exceder la razón ancho-espesor límite,  $\lambda_p$ , de la Tabla I1.1a. Si la máxima razón ancho-espesor de uno o más de sus elementos de acero sujetos a compresión excede  $\lambda_p$ , pero no  $\lambda_r$  de la Tabla I1.1a, la sección compuesta rellena es no compacta. Si la máxima razón ancho-espesor de cualquier elemento de acero sujeto a compresión excede  $\lambda_r$ , la sección es esbelta. La máxima razón ancho-espesor permitida deberá ser la especificada en la tabla.

Para flexión, las secciones compuestas rellenas son clasificadas como compactas, no compactas y esbeltas. Para que una sección califique como compacta, la máxima razón ancho-espesor ende sus elementos de acero sujetos a compresión no debe exceder la razón ancho-espesor límite,  $\lambda_p$ , de la Tabla I1.1b. Si la máxima razón ancho-espesor de uno o más de sus elementos de acero sujetos a compresión excede  $\lambda_p$ , pero no  $\lambda_r$  de la Tabla I1.1b, la sección compuesta rellena es no compacta. Si la máxima razón ancho-espesor de cualquier elemento de acero sujeto a compresión excede  $\lambda_r$ , la sección es esbelta. La máxima razón ancho-espesor permitida deberá ser la especificada en la tabla.

Para definiciones de ancho ( $b$  y  $D$ ) y de espesor ( $t$ ) para secciones tubulares (HSS) rectangulares y redondas referirse a Tabla B4.1a y a Tabla B4.1b.

**Nota:** Todas las secciones tubulares rectangulares corrientes (HSS) ASTM A500 Grado B son compactas de acuerdo con los límites de la Tabla I1.1a y Tabla I1.1b, excepto HSS7x7x<sup>1</sup>/<sub>8</sub>, HSS8x8x<sup>1</sup>/<sub>8</sub>, HSS9x9x<sup>1</sup>/<sub>8</sub>, HSS7x7x<sup>1</sup>/<sub>8</sub>, HSS12x12x3/16, las que son no compactas tanto para compresión axial como para flexión. Todas las secciones tubulares circulares corrientes (HSS) ASTM A500 Grado B son compactas de acuerdo con los límites de la Tabla I1.1a y Tabla I1.1b, excepto HSS16x0.25, la que es no compactas para flexión.

<b>TABLA I1.1a</b> <b>Razones Ancho-Espesor límites para elementos de acero comprimidos en miembros compuestos sujetos a compresión axial</b> <b>Para Uso con Sección I2.2</b>				
Descripción del Elemento	Razón Ancho-espesor	$\lambda_p$ Compacto/ No compacto	$\lambda_r$ No compacto/ Esbelto	Máximo Permitido
Paredes de secciones tubulares rectangulares (HSS) y de cajón de espesor uniforme	$b/t$	$2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Secciones tubulares (HSS) redondas	$D/t$	$\frac{0.15E}{F_y}$	$\frac{0.19E}{F_y}$	$\frac{0.31E}{F_y}$

<b>TABLA I1.1b</b> <b>Razones Ancho-Espesor límites para elementos de acero comprimidos en miembros compuestos sujetos a flexión</b> <b>Para Uso con Sección I3.4</b>				
Descripción del Elemento	Razón Ancho-espesor	$\lambda_p$ Compacto/ No compacto	$\lambda_r$ No compacto/ Esbelto	Máximo Permitido
Alas de secciones tubulares rectangulares (HSS) y de cajón de espesor uniforme	$b/t$	$2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Almas de secciones tubulares rectangulares (HSS) y de cajón de espesor uniforme	$D/t$	$3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Secciones tubulares (HSS) redondas	$D/t$	$\frac{0.09E}{F_y}$	$\frac{0.31E}{F_y}$	$\frac{0.31E}{F_y}$

## I2. FUERZA AXIAL

Esta Sección aplica a dos tipos de miembros compuestos sometidos a carga axial: miembros compuestos embebidos y miembros compuestos rellenos.

### 1. Miembros Compuestos Embebidos

#### 1a. Limitaciones

Las columnas compuestas embebidas deben ser sujetas a las siguientes limitaciones:

- (1) El área de la sección del núcleo de acero debe ser por lo menos el 1% de la sección compuesta total.
- (2) La funda de concreto que rodea al núcleo de acero debe ser reforzado con barras longitudinales continuas y armaduras transversales, materializadas como estribos, ganchos o armaduras helicoidales.

Cuando se empleen ganchos, un mínimo de ya sea una barra No. 3 (10 mm) espaciada a un máximo de 12 in. (305 mm) entre trabas, o una barra No. 4 (13 mm) con un espaciamiento mayor de 16 in. (406 mm) entre trabas deberá ser empleado. Refuerzo de alambre deformado o soldado de área equivalente es permitido. El espaciamiento máximo de ganchos laterales no debe exceder 0,5 veces la menor dimensión de la *columna*.

- (3) La cuantía mínima del refuerzo longitudinal continuo,  $\rho_{sr}$ , debe ser 0,004, donde  $\rho_{sr}$  es dado por:

$$\rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g} \quad (I2-1)$$

donde

$A_g$  = área bruta del miembro compuesto,  $\text{cm}^2$  ( $\text{mm}^2$ )

$A_{sr}$  = área de barras de refuerzo continuo,  $\text{cm}^2$  ( $\text{mm}^2$ )

### 1b. Resistencia a Compresión

La resistencia de diseño de compresión,  $\phi_c P_n$ , o la resistencia admisible de compresión,  $P_n/\Omega_c$ , de columnas compuestas embebidas cargadas axialmente debe ser determinada para el estado límite de pandeo por flexión basado en la esbeltez de la columna como sigue:

$$\phi_c = 0,75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_c = 2,00 \text{ (ASD)}$$

- (a) Cuando  $\frac{P_{no}}{P_e} \leq 2,25$

$$P_n = P_o \left[ 0,658 \left( \frac{P_o}{P_e} \right) \right] \quad (I2-2)$$

- (b) Cuando  $\frac{P_{no}}{P_e} > 2,25$

$$P_n = 0,877 P_e \quad (I2-3)$$

donde:

$$P_{no} = F_y A_s + F_{yf} A_{sr} + 0,85 f'_c A_c \quad (I2-4)$$

$P_e$  = carga crítica de pandeo elástico determinada de acuerdo con Capítulo C o con Anexo 7, T (N)

$$= \pi^2 (EI_{eff}) / (KL)^2 \quad (I2-5)$$

$A_c$  = área de concreto,  $\text{cm}^2$  ( $\text{mm}^2$ )

$A_s$  = área de la sección de acero,  $\text{cm}^2$  ( $\text{mm}^2$ )

$E_c$  = módulo de elasticidad del concreto =  $0,136w_c^{1,5} \sqrt{f'_c}$ ,  $\text{kgf/cm}^2$  ( $0,043w_c^{1,5} \sqrt{f'_c}$ , MPa)

$EI_{eff}$  = rigidez efectiva de la sección compuesta,  $\text{kgf-cm}^2$  ( $\text{N-mm}^2$ )

$$= E_s I_s + 0,5 E_s I_{sr} + C I E_c I_c \quad (\text{I2-6})$$

$C_1$  = coeficiente para el cálculo de la rigidez efectiva de una sección compuesta embebida en compresión

$$= \cdot 0,1 + 2 \left( \frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0,3 \quad (\text{I2-7})$$

$E_s$  = módulo de elasticidad del acero =  $2.040.000 \text{ kgf/cm}^2$  ( $200.000 \text{ MPa}$ )

$F_y$  = tensión de fluencia mínima especificada de la sección de acero,  $\text{kgf/cm}^2$  (MPa)

$F_{ysr}$  = tensión de fluencia mínima especificada de las barras de refuerzo,  $\text{kgf/cm}^2$  (MPa)

$I_c$  = momento de inercia de la sección de concreto sobre el eje neutro elástico de la sección compuesta,  $\text{cm}^4$  ( $\text{mm}^4$ )

$I_s$  = momento de inercia del perfil de acero sobre el eje neutro elástico de la sección compuesta,  $\text{cm}^4$  ( $\text{mm}^4$ )

$I_{sr}$  = momento de inercia de las barras de refuerzo sobre el eje neutro elástico de la sección compuesta,  $\text{cm}^4$  ( $\text{mm}^4$ )

$K$  = factor de longitud efectiva determinada de acuerdo con el Capítulo C

$L$  = longitud no arriostrada lateralmente del miembro,  $\text{cm}$  ( $\text{mm}$ )

$f'_c$  = resistencia a compresión especificada del concreto,  $\text{kgf/cm}^2$  (MPa)

$w_c$  = peso del concreto por unidad de volumen ( $1,500 \leq w_c \leq 2,500 \text{ kgf/m}^3$ )

La resistencia disponible a compresión no necesita ser menor que la especificada para el el miembro de acero descubierto según los requisitos del Capítulo E.

### 1c. Resistencia a Tracción

La resistencia disponible de tracción de miembros compuestos embebidos cargados axialmente debe ser determinada por el estado límite de fluencia como se muestra a continuación:

$$P_n = A_s F_y + A_{sr} F_{yr} \quad (\text{I2-8})$$

$$\phi_t = 0,90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_t = 1,67 \text{ (ASD)}$$

## 1d. Transferencia de Carga

Los requisitos de transferencia de carga para miembros compuestos embebidos deberán ser determinados en acuerdo con Sección I6.

### 1e. Requisitos de Detallamiento

Deberá existir un espaciamiento claro entre el núcleo de acero y el refuerzo longitudinal de un mínimo de 1,5 veces el diámetro de las barras de refuerzo, pero no menos que 38 mm.

Cuando la sección compuesta se construye con una sección armada, los perfiles deben ser interconectados con enlaces, planchas de asiento, planchas de refuerzo o componentes similares a fin de prevenir el pandeo de los perfiles individuales bajo cargas aplicadas previo al endurecimiento del concreto.

## 2. Columnas Compuestas Rellenas

### 2a. Límites

Para miembros compuestos rellenos, el área transversal de la sección de acero deberá contener por lo menos un 1% del área total de sección compuesta.

Los miembros compuestos rellenos deberán ser clasificados para pandeo local de acuerdo con la Sección I1.4.

### 2b. Resistencia de Compresión

La resistencia de compresión disponible de miembros compuestos rellenos con doble simetría cargados axialmente deberá ser determinada para el estado límite de pandeo por flexión basado en Sección I2.1b con las siguientes modificaciones:

(a) Para secciones compactas

$$P_{no} = P_p \quad (I2-9a)$$

donde

$$P_p = F_y A_s + C_2 f'_c \left( A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (I2-9b)$$

$C_2 = 0,85$  para secciones rectangulares y  $0,95$  para secciones circulares

(b) Para secciones no compactas

$$P_p = P_p - \frac{P_p - P_y}{(\lambda_r - \lambda_p)^2} (\lambda - \lambda_p)^2 \quad (I2-9c)$$

donde:

$\lambda$ ,  $\lambda_p$  y  $\lambda_r$  son las razones de esbeltez determinadas de Tabla I1.1a

$P_p$  es determinado de ecuación I2-9b

$$P_y = F_y A_s + 0,7 f'_c \left( A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (I2-9d)$$

(c) Para secciones esbeltas

$$P_y = F_{cr} A_s + 0,7 f'_c \left( A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (I2-9e)$$

donde

(i) Para secciones rectangulares rellenas

$$F_{cr} = \frac{9,0 E_s}{(b/t)^2} \quad (I2-10)$$

(ii) Para secciones redondas rellenas

$$F_{cr} = \frac{0,72 F_y}{\left( (D/t) \frac{F_y}{E_s} \right)^{0,2}} \quad (I2-11)$$

La rigidez efectiva de una sección compuesta,  $EI_{eff}$ , para todas las secciones debe ser de:

$$EI_{eff} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_3 E_c I_c \quad (I2-12)$$

donde

$C_3$  = coeficiente para el cálculo de la rigidez efectiva de miembros compuestos rellenos en compresión

$$= 0,6 + 2 \left( \frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0,9 \quad (I2-13)$$

La resistencia a compresión disponible no necesita ser menor que la especificada para el miembro de acero descubierto según los requisitos del Capítulo E.

## 2c. Resistencia a Tracción

La resistencia disponible a tracción de miembros compuestos rellenos axialmente cargados deberá ser determinada para el estado límite de fluencia como sigue:

$$P_n = A_s F_y + A_{sr} F_{yr} \quad (I2-14)$$

$$\phi_t = 0,90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_t = 1,67 \text{ (ASD)}$$

## 2d. Transferencia de Carga

Los requisitos de transferencia de carga para miembros compuestos rellenos deberán ser determinados en acuerdo con Sección I6.

# I3. FLEXIÓN

Esta Sección aplica a tres tipos de miembros compuestos sujetos a flexión: vigas compuestas con anclajes de acero consistentes de pernos o canales conectores de corte, miembros compuestos embebidos y miembros compuestos rellenos.

## 1. General

### 1a. Ancho Efectivo

El ancho efectivo de la losa de concreto es la suma de los anchos efectivos a cada lado del eje de la viga, cada uno de los cuales no puede exceder:

- (1) un octavo de la luz de viga, medida centro a centro de los apoyos;
- (2) un medio de la distancia el eje de la viga adyacente; o
- (3) la distancia al borde de la losa.

### 1b. Resistencia Durante la Construcción

Cuando no se disponga apuntalamiento temporal durante la construcción, la sección de acero sola debe tener la resistencia suficiente para soportar todas las cargas aplicadas antes que el concreto obtenga el 75% de su resistencia especificada  $f'_c$ . La resistencia disponible de flexión de la sección de acero debe ser determinada de acuerdo con el Capítulo F.

## 2. Vigas Compuestas con Conectores de Corte

### 2a. Resistencia para Flexión Positiva

La resistencia de diseño para flexión positiva,  $\phi_b M_n$ , o la resistencia admisible de flexión positiva,  $M_n / \Omega_b$ , debe ser determinada por el estado límite de fluencia como sigue:

$$\phi_b = 0,90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_b = 1,67 \text{ (ASD)}$$

- (a) Para  $h/t_w \leq 3,76\sqrt{E/F_y}$

$M_n$  debe ser determinado a partir de la distribución de tensiones plásticas en la sección compuesta para el estado límite de fluencia (momento plástico).

**Nota:** Todos los perfiles actuales ASTM A6 W, S, y HP satisfacen el límite dado en Sección I3.2a(a) para  $F_y \leq 3.520 \text{ kgf/cm}^2$  (345 MPa).

(b) Cuando  $h/t_w > 3,76\sqrt{E/F_y}$

$M_n$  debe ser determinado por la superposición de tensiones elásticas, considerando los efectos de apuntalamiento, para el estado límite de fluencia (momento de primera fluencia).

## 2b. Resistencia para Flexión Negativa

La resistencia para flexión negativa disponible debe ser determinada solo para la sección de acero sola, de acuerdo con los requisitos del Capítulo F.

Alternativamente, la resistencia disponible de flexión negativa debe ser determinada a partir de una distribución de tensiones plásticas en la sección compuesta, para el estado límite de fluencia (momento plástico), con

$$\phi_b = 0,90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_b = 1,67 \text{ (ASD)}$$

supuesto que:

- (1) La viga de acero es compacta y está debidamente arriostrada de acuerdo con el Capítulo F.
- (2) La losa está vinculada a la viga de acero en la región de momento negativo mediante conectores de corte.
- (3) El refuerzo de losa paralelo a la viga de acero se desarrolla apropiadamente dentro del ancho efectivo de la losa.

## 2c. Resistencia de Vigas Compuestas con Planchas colaborantes de Acero

### (1) General

La resistencia disponible de flexión de una construcción compuesta consistente en losas de concreto sobre planchas colaborantes de acero conectadas a vigas de acero debe ser determinada por las disposiciones aplicables de las Secciones I3.2a y I3.2b, con los siguientes requisitos:

- (1) La altura nominal del nervio no debe ser mayor que 75 mm. El ancho promedio del nervio de concreto o cartela,  $w_r$ , no debe ser menor que 50 mm, y para efectos de cálculo no mayor que la distancia libre al borde superior de la plancha colaborante.
- (2) La losa de concreto debe ser conectada a la viga de acero con pernos conectores de corte soldados de 19 mm de diámetro o menor (AWS D1.1). Los conectores de corte pueden ser soldados a través de la plancha colaborante de acero o pueden soldarse directamente a la sección de acero. Después de su instalación, los conectores deben extenderse no menos que 38 mm por sobre el borde superior de la plancha colaborante de acero y debe haber por lo menos 13 mm de recubrimiento de concreto por sobre la cabeza de los conectores instalados.
- (3) El espesor de losa por sobre la plancha colaborante de acero no debe ser menor que 50 mm.

- (4) La plancha colaborante de acero debe quedar anclada a todos los miembros soportantes con un espaciamiento que no debe exceder 460 mm. Tal anclaje debe ser realizado mediante conectores de corte, una combinación de espárragos y soldaduras de tapón u otro dispositivo especificado por los documentos contractuales.

### (2) Nervios Orientados Perpendicularmente a la Viga de Acero

En la determinación de las propiedades de la sección compuesta y al calcular  $A_c$  para nervios orientados perpendicularmente a las vigas de acero, se despreciará el concreto ubicado bajo del borde superior de la plancha colaborante de acero.

### (3) Nervios Orientados Paralelamente a la Viga de Acero

En la determinación de las propiedades de la sección compuesta, puede considerarse el concreto ubicado bajo del borde superior de la plancha colaborante de acero y debe ser considerado al calcular  $A_c$ .

Los nervios de la plancha colaborante de acero sobre vigas soportantes pueden separarse longitudinalmente para formar una cartela de concreto.

Cuando la profundidad nominal de la plancha de acero es de 38 mm o mayor, el ancho promedio,  $w_p$ , del nervio no debe ser menor que 50 mm para el primer conector de corte en la fila transversal más cuatro diámetros del conector para cada conector adicional.

## 2d. Transferencia de Carga entre la Viga de Acero y la Losa de Concreto

### (1) Transferencia de Carga para Momento Positivo

El corte horizontal total en la interface entre la viga de acero y la losa de concreto debe suponerse que es transferida por conectores de corte, excepto para vigas embebidas en concreto como se define en Sección I3.3. Para acción colaborante con concreto solicitado en compresión por flexión, el corte nominal entre la viga de acero y la losa de concreto, transferido por *anclajes de acero*,  $V'$ , entre el punto de máximo momento positivo y el punto de momento cero debe ser determinado como el menor valor de acuerdo con los estados límites de aplastamiento del concreto, fluencia en tracción de la sección de acero o la resistencia al corte de los anclajes de acero:

- (a) Para el estado límite de aplastamiento del concreto

$$V' = 0,85 f'_c A_c \quad (I3-1a)$$

- (b) Para el estado límite de fluencia en tracción de la sección de acero

$$V' = F_y A_s \quad (I3-1b)$$

- (c) Para el estado límite de resistencia del conector de corte

$$V' = \Sigma Q_n \quad (I3-1c)$$

donde

$A_c$  = área de la losa de concreto dentro del ancho efectivo,  $\text{cm}^2$  ( $\text{mm}^2$ )

$A_s$  = área de la sección de acero,  $\text{cm}^2$  ( $\text{mm}^2$ )

$\Sigma Q_n$  = suma de las resistencias nominales de los conectores de corte entre el punto de máximo momento positivo y el punto de momento cero,  $\text{kgf}$  ( $\text{kN}$ )

## (2) Carga Transferida para Momento Negativo

Para vigas compuestas continuas donde el refuerzo de acero longitudinal en la región de momentos negativos se considera que actúa en colaboración con la viga de acero, el corte horizontal total entre el punto de máximo momento negativo y el punto de momento cero debe ser determinado como el menor valor de acuerdo con los siguientes estados límites:

(a) Para el estado límite de fluencia en tracción del refuerzo de losa

$$V^* = F_{ysr} A_{sr} \quad (I3-2a)$$

donde

$A_{sr}$  = área de refuerzo de acero longitudinal debidamente desarrollado dentro del ancho efectivo de la losa de concreto,  $\text{cm}^2$  ( $\text{mm}^2$ )

$F_{ysr}$  = tensión de fluencia mínima especificada del acero de refuerzo,  $\text{kgf/cm}^2$  ( $\text{MPa}$ )

(b) Para el estado límite de resistencia del conector de corte

$$V^* = \Sigma Q_n \quad (I3-2b)$$

## 3. Miembros Compuestos Embebidos

La resistencia de flexión disponible de miembros compuestos embebidos debe ser determinada como sigue a continuación:

$$\phi_b = 0,90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_b = 1,67 \text{ (ASD)}$$

La resistencia nominal a flexión,  $M_n$ , deberá ser determinada con uno de los siguientes métodos:

- Para el estado límite de la primera fluencia (momento de primera fluencia), se determina mediante la superposición de tensiones elásticas en la sección compuesta, considerando los efectos de apuntalamiento.
- Para el estado límite de fluencia (momento plástico), por distribución de tensiones plásticas en la sección de acero solamente
- Para el estado límite de fluencia (momento plástico), se permite por distribución de tensiones plásticas o por el método de compatibilidad de deformaciones en la

sección compuesta. Para miembros embebidos en concreto, deben emplearse anclajes de acero.

## 4. Miembros Compuestos Rellenos

### 4a. Limitantes

Las secciones compuestas rellenas deberán ser clasificadas para pandeo local de acuerdo con la Sección I1.4.

### 4b. Resistencia a flexión

La resistencia a flexión disponible de miembros compuestos rellenos debe ser determinada como sigue:

$$\phi_b = 0,90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_b = 1,67 \text{ (ASD)}$$

La resistencia nominal a flexión,  $M_n$ , deberá ser determinada como sigue:

(a) Para secciones compactas

$$M_n = M_p \quad (I3-3a)$$

Donde

$M_n$  = momento correspondiente a la distribución de tensiones plásticas en la sección transversal del miembro compuesto, T-m (N-mm)

(b) Para secciones no compactas:

$$M_n = M_p - [M_p - M_y] (\lambda - \lambda_p) (\lambda_r - \lambda_p) \quad (I3-3b)$$

donde

$\lambda$ ,  $\lambda_p$  y  $\lambda_r$  son las razones de esbeltez determinadas en la tabla I1.1b.

$M_y$  = momento de fluencia correspondiente a la fluencia del ala en tensión y en la primera fluencia del ala en compresión, kgf-m (N-mm). La capacidad en la primera fluencia debe ser calculada suponiendo una distribución lineal elástica de tensiones con una tensión en el concreto limitada a un máximo de  $0,7f'_c$  y una tensión en el acero limitada a un máximo de  $F_y$ .

(c) Para secciones esbeltas,  $M_n$  debe ser determinada como el momento de primera fluencia. Las tensiones en el ala comprimida deberán estar limitados a la tensión de pandeo local  $F_{cr}$ , la que se determina empleando la Ecuación I2-10 o I2-11. La distribución de tensiones en el concreto deberá ser lineal elástica con la tensión limitada a un máximo en compresión de  $0,7f'_c$ .

## I4. CORTE

### 1. Miembros Compuestos Embebidos y Rellenos

La resistencia de diseño al corte,  $\phi_v M_n$ , o la resistencia admisible al corte,  $M_n/\Omega_v$ , deben ser determinadas basadas en uno de los casos a continuación:

- (a) La *resistencia disponible al corte* de la sección de acero sola es especificada en el Capítulo G.
- (b) La resistencia disponible al corte de la porción de concreto reforzado (concreto mas el acero de refuerzo) es definida en ACI 318 con

$$\phi_v = 0,75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_v = 2,00 \text{ (ASD)}$$

- (c) La *resistencia nominal al corte* de la sección de acero es definida en el Capítulo G, más la resistencia nominal de el acero de refuerzo tal como se define en ACI 318 con un factor de resistencia combinada o de seguridad de

$$\phi_v = 0,75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_v = 2,00 \text{ (ASD)}$$

### 2. Vigas Compuestas con Plancha Colaborante de Acero.

La resistencia disponible al corte de vigas compuestas con conectores de corte deberá ser determinada basada solo en las propiedades de la sección de acero según el Capítulo G.

## I5. COMBINACIÓN DE CARGA AXIAL Y FLEXIÓN

La interacción entre fuerza axial y flexión en miembros compuestos debe tomar en cuenta la estabilidad como lo requiere el Capítulo C. La resistencia disponible en compresión y la resistencia disponible en flexión deberán ser determinadas según se define en las Sección I2 y I3, respectivamente. Para considerar la influencia de los *efectos por longitud* en la resistencia axial del miembro, la resistencia nominal axial del miembro deberá ser determinada de acuerdo con la Sección I2.

Para miembros compuestos embebidos y miembros compuestos rellenos con secciones compactas, la interacción entre fuerza axial y flexión debe estar basada en las ecuaciones de interacción de la Sección H1.1 o en uno de los métodos definidos en la Sección I1.2.

Para miembros compuestos con secciones no compactas o esbeltas, la interacción entre fuerza axial y flexión deberá estar basada en las ecuaciones de interacción de la Sección H1.1.

**Nota:** Los métodos para determinar la capacidad de vigas-columnas compuestas son discutidos en el Comentario.

## 16. TRANSFERENCIA DE CARGA

### 1. Requisitos Generales

Cuando fuerzas externas son aplicadas a un miembro compuesto embebido o relleno axialmente cargado, la introducción de fuerzas a el miembro y la transferencia de cortes longitudinales dentro del miembro deben ser tratadas de acuerdo con los requisitos para la ubicación de fuerzas presentes en esta sección.

### 2. Ubicación de las Fuerzas

La ubicación de las fuerzas deberá ser determinada basada en la distribución de las fuerzas externas de acuerdo con los siguientes requisitos:

**Nota:** Las disposiciones sobre resistencia al aplastamiento por la aplicación de fuerzas externas son entregadas en la Sección J8. Para miembros compuestos rellenos, el término  $\sqrt{A_2/A_1}$  en la ecuación J8-2 deberá ser tomada igual a 2,0 debido a efectos de confinamiento.

#### 2a. Fuerzas Externas Aplicadas a la Sección de Acero

Cuando la fuerza externa total es aplicada directamente en la sección de acero, la fuerza requerida a transferir al concreto,  $V_r'$  deberá ser determinada como sigue:

$$V_r' = P_r (1 - F_y A_s / P_{no}) \quad (I6-1)$$

donde

$P_{no}$  = resistencia nominal de compresión axial sin considerar los efectos de longitud, determinada con la Ecuación I2-4 para los miembros compuestos embebidos, y con Ecuación I2-9a para miembros compuestos rellenos, kgf (kN)

$P_r$  = fuerza externa requerida aplicada en el miembro compuesto, kgf (kN)

#### 2b. Fuerzas Externas Aplicadas al Concreto

Cuando la fuerza externa total es aplicada directamente a la funda de concreto o al relleno de concreto, la fuerza requerida a ser transferida al acero,  $V_r'$ , deberá ser determinada como sigue:

$$V_r' = P_r (F_y A_s / P_{no}) \quad (I6-2)$$

donde

$P_{no}$  = resistencia nominal de compresión axial sin considerar los efectos de longitud, determinada con la Ecuación I2-4 para los miembros compuestos embebidos, y con Ecuación I2-9a para miembros compuestos rellenos, kgf (kN)

$P_r$  = fuerza externa requerida aplicada en el miembro compuesto, kgf (kN)

## 2c. Fuerzas Externas Aplicadas Conjuntamente al Acero y al Concreto

Cuando las fuerzas externas son aplicadas conjuntamente a la sección de acero y al concreto embebido o al concreto de relleno,  $V_r'$  deberá ser determinada como la fuerza requerida para establecer equilibrio en la sección transversal.

**Nota:** El Comentario entrega un método aceptable para determinar el corte longitudinal requerido para el equilibrio de la sección transversal.

## 3. Mecanismo de Transferencia de Fuerzas

La *resistencia nominal*,  $R_n$ , del mecanismo de transferencia de fuerzas de interacción por adherencia directa, conexión de corte y aplastamiento directo deberá ser determinada de acuerdo con esta sección. El uso del mecanismo de transferencia de fuerzas que entregue la mayor resistencia nominal es permitido. Los mecanismos de transferencia de fuerzas no pueden ser sobrepuestos.

El mecanismo de transferencia de interacción por adherencia directa no debe de ser empleado para miembros compuestos embebidos.

### 3a. Aplastamiento Directo

Cuando las fuerzas son transferidas en un miembro compuesto embebido o en un miembro compuesto relleno por aplastamiento directo a partir de mecanismos de aplastamiento internos, la resistencia al aplastamiento disponible de el concreto para el estado límite de aplastamiento del concreto debe ser determinada como sigue:

$$P_p = 1,7 f_c' A_1 \quad (I6-3)$$

$$\phi_B = 0,65 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_B = 2,31 \text{ (ASD)}$$

donde

$$A_1 = \text{área de concreto cargada, cm}^2 \text{ (mm}^2\text{)}$$

**Nota:** Un ejemplo de transferencia de fuerzas por medio de un mecanismo de aplastamiento interno es el uso de planchas de acero internas dentro del miembro compuesto relleno.

### 3b. Conectores de Corte

Cuando las fuerzas son transferidas en un miembro compuesto embebido o en un miembro compuesto relleno mediante conectores de corte, la resistencia disponible al corte de los conectores de corte debe ser determinada como sigue:

$$R_c = \Sigma Q_{cv} \quad (I6-4)$$

donde

$\Sigma Q_{cv}$  = suma de las resistencias disponibles al corte,  $\phi Q_{nv}$  o  $Q_{nv}/\Omega$  según sea apropiado, de los conectores de corte, determinadas de acuerdo con la Sección I8.3a o

I8.3d, respectivamente, ubicados dentro de la longitud de introducción de carga, como se define en la Sección I6.4, kgf (kN)

### 3c. Interacción de Adherencia Directa

Cuando las fuerzas son transferidas en miembros compuestos rellenos por interacción de adherencia directa, la resistencia disponible a la adherencia entre el acero y el concreto debe ser determinado como sigue:

$$\phi = 0,45 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 3,33 \text{ (ASD)}$$

(a) Para secciones rectangulares de acero rellenas de concreto:

$$R_n = B^2 C_{in} F_{in} \quad \text{(I6-5)}$$

(b) Para secciones redondas de acero rellenas de concreto:

$$R_n = 0,25\pi D^2 C_{in} F_{in} \quad \text{(I6-6)}$$

donde

$C_{in}$  = 2 si el miembro compuesto relleno se extiende a un lado de el punto de transferencia de las fuerzas 4 si el miembro compuesto relleno se extiende a ambos lados de el punto de transferencia de las fuerzas

$R_n$  = resistencia nominal de adherencia, T (KN)

$F_{in}$  = tensión nominal de adherencia

= 0,04 kgf (0,40 MPa)

$B$  = ancho total de la sección rectangular a lo largo de la cara de transferencia de Carga, cm (mm)

$D$  = diámetro exterior de secciones tubulares (HSS) redondas, cm (mm)

## 4. Requisitos de Detallamiento

### 4a. Miembros Compuestos Embebidos

Anclajes de acero empleados para transferir cortes longitudinales deberán ser distribuidos dentro de la *longitud de introducción de la carga*, la que no deberá exceder una distancia de dos veces la mínima dimensión transversal de miembros compuestos embebidos sobre y bajo la región de transferencia de carga. Los anclajes empleados para transferir cortes longitudinales deberán ser utilizados en al menos dos caras del elemento de acero en una configuración generalmente simétrica sobre el eje de la sección de acero.

El espaciamiento de los anclajes de acero, tanto dentro como fuera de la longitud de introducción de la carga, deberá satisfacer la Sección I8.3e.

### 4b. Miembros Compuestos Rellenos

Donde sea requerido, anclajes de acero que transfieran los cortes longitudinales deberán ser distribuidos dentro de la *longitud de introducción de la carga*, la que no deberá exceder una distancia de dos veces la mínima dimensión transversal de miembros de acero rec-

tangulares o dos veces el diámetro de miembros de acero redondos, ambos sobre y bajo la región de transferencia de carga. El espaciamiento de anclajes de acero dentro de la longitud de introducción de cargas deberá ser conforme a la Sección I8.3e.

## 17. DIAGRAMAS COMPUESTOS Y VIGAS COLECTORAS

Diagramas de losas *compuestas* y *vigas colectoras* deberán ser la *longitud de introducción de la carga* diseñadas y detalladas para transferir cargas dentro del diagrama, los miembros del borde del diagrama y los elementos colectores, y elementos del sistema resistente a las cargas laterales.

**Nota:** Guías de diseño para los diagramas compuestos y vigas colectoras pueden ser encontrados en el Comentario.

## 18. ANCLAJES DE ACERO

### 1. General

El diámetro de los conectores de corte no debe ser mayor a 2,5 veces el espesor del metal base al cual es soldado, a menos que sea soldado a un ala directamente sobre el alma.

La sección I8.2 aplica para los miembros compuestos en flexión donde los anclajes de acero son embebidos en una losa de concreto sólido o en una losa formada sobre una plancha de acero colaborante. La sección I8.3 aplica para todos los otros casos.

### 2. Anclajes de Acero en Vigas Compuestas

La longitud de los conectores de corte no debe ser inferior a cuatro diámetros del perno desde la base al extremo de la cabeza del perno después de ser instalado.

#### 2a. Resistencia de Pernos Conectores de Corte

La resistencia nominal de un perno de corte embebido en una losa de concreto sólido o en una losa compuesta con plancha colaborante de acero debe ser determinada como:

$$Q_n = 0,5A_{su} \sqrt{f_c' E_c} \leq R_g R_p A_{sa} F_u \quad (I8-1)$$

donde:

$A_{sa}$  = área de la sección transversal del espárrago de corte,  $\text{cm}^2$  ( $\text{mm}^2$ )

$E_c$  = módulo de elasticidad del concreto =  $0,136w_c 1,5\sqrt{f_c'}$ ,  $\text{kgf/cm}^2$   
( $0,143w_c 1,5\sqrt{f_c'}$ , MPa)

$F_u$  = resistencia mínima a tracción especificada de un espárrago de corte,  $\text{kgf/cm}^2$  (MPa)

$R_g$  = 1,0 para;

(a) para un espárrago soldado en un nervio de la plancha colaborante con la plancha orientada perpendicularmente al perfil de acero;

(b) para cualquier número de espárragos soldados en una fila directamente al perfil de acero;

(c) para cualquier número de pernos soldados en una fila a través de la plancha colaborante orientada en dirección paralela al perfil de acero y con una razón ancho promedio a profundidad del nervio  $\geq 1,5$ ;

= 0,85 para:

(a) para dos pernos soldados en un nervio de la plancha colaborante con la plancha orientada perpendicularmente al perfil de acero;

(b) para un espárrago soldado a través de la plancha colaborante con la plancha orientada paralelamente al perfil de acero y con una razón ancho promedio a profundidad del nervio  $< 1,5$

= 0,7; (a) para tres o más pernos soldados en un nervio de la plancha colaborante con la plancha orientada perpendicularmente al perfil de acero

$R_p = 0,75$  para;

(a) para pernos soldados directamente al perfil de acero

(b) para pernos soldados en una losa compuesta con plancha colaborante orientada perpendicularmente a la viga y con  $e_{mid-ht} \geq 50$  mm;

(c) para pernos soldados a través de la plancha colaborante, o la plancha de acero usado como material de relleno en vigas, y embebidas en una losa compuesta con plancha colaborante orientada paralela a la viga

= 0,6; para espárragos soldados en una losa compuesta con plancha colaborante orientada perpendicularmente a la viga y con  $e_{mid-ht} < 50$  mm

$e_{mid-ht} =$  distancia desde el borde del espárrago hasta el alma de la plancha colaborante, medida a media altura del nervio de la plancha, y en la dirección de carga del conector (en otras palabras, en la dirección de momento máximo para una viga simplemente apoyada), cm (mm)

**Nota:** La tabla a continuación presenta valores de  $R_g$  y  $R_p$  para varios casos. Las capacidades de los conectores de corte pueden ser encontradas en el Manual.

Condición	$R_g$	$R_p$
Sin plancha colaborante de acero	1,0	0,75
Plancha colaborante orientada paralelamente al perfil de acero		
$\frac{w_r}{h_r} \geq 1,5$	1,0	0,75
$\frac{w_r}{h_r} < 1,5$	0,85**	0,75
Plancha orientada perpendicularmente al perfil de acero		
Número de conectores ocupando el mismo nervio		
1	1,0	0,6 <sup>+</sup>
2	0,85	0,6 <sup>+</sup>
3 o más	0,7	0,6 <sup>+</sup>
$h_w$ = altura nominal del nervio, mm (cm) $w_r$ = ancho promedio del nervio o ménsula de concreto (como se define en Sección I3.2c), mm (cm) ** para perno individual + este valor puede aumentarse a 0,75 cuando $e_{mid-ht} \geq 51$ mm		

## 2b. Resistencia de Conectores de Corte tipo Canal

La resistencia nominal de un conector de corte tipo canal embebido en una losa de concreto sólido debe ser determinado como sigue:

$$Q_n = 0,3(t_f + 0,5t_w)l_a \sqrt{f_c} E_c \tag{I8-2}$$

donde

$l_a$  = longitud del canal, cm (mm)

$t_f$  = espesor del ala del canal, cm (mm)

$t_w$  = espesor del alma del canal, cm (mm)

La resistencia del conector de corte canal debe ser desarrollada soldando al canal el ala de la viga para una fuerza igual a  $Q_n$ , considerando la excentricidad en el conector.

## 2c. Número Requerido de Conectores de Corte

El número de conectores de corte requeridos entre la sección de momento de flexión máximo, positivo o negativo, y la sección adyacente de momento cero debe ser igual a la fuerza de corte horizontal determinada de acuerdo con las Secciones I3.2d (1) y I3.2d(2) dividido por la resistencia nominal de un conector de corte como se determina por la Sección I8.2a o Sección I3.8b. El número de anclajes de acero requeridos entre cualquier fuerza concentrada y el punto más cercano de momento cero debe ser suficiente para desarrollar el máximo momento requerido en el punto de la carga concentrada.

## 2d. Requisitos de Detallamiento

Los anclajes de acero requeridos en cada lado del punto de máximo momento de flexión, positivo o negativo, deben ser distribuidos uniformemente entre este punto y los puntos adyacentes de momento cero, a menos que se especifique de otra manera.

Los conectores de corte deben tener por lo menos 25 mm de recubrimiento lateral de concreto en la dirección perpendicular a la fuerza de corte, excepto para anclajes instalados en los nervios de planchas colaborantes de acero. La distancia mínima entre el centro de un anclaje a un borde libre en la dirección de la fuerza de corte es de 8 in. (203 mm) si se emplea concreto de peso normal y 10 in (250 mm) si el empleado es concreto de peso liviano. Se permite el uso de las disposiciones de ACI 318 Anexo D en vez de dichos valores.

El espaciamiento mínimo de conectores (medido centro a centro) debe ser seis diámetros a lo largo del eje longitudinal de la viga compuesta soportante y cuatro diámetros en la dirección transversal, excepto dentro de los nervios de la plancha colaborante orientadas perpendicularmente a la viga de acero, donde el espaciamiento mínimo debe ser cuatro diámetros en cualquier dirección. El espaciamiento máximo de conectores de corte no debe exceder ocho veces el espesor total de losa ni 900 mm.

## 3. Anclajes de Acero en Componentes Compuestos

Esta sección debe aplicar al diseño de pernos conectores de corte conectados en sitio de componentes compuestos.

Las disposiciones del código de construcción aplicable o el Anexo D de ACI 318 pueden ser usados en vez de las disposiciones de esta sección.

**Nota:** Las disposiciones sobre la resistencia de pernos de anclaje de acero en esta sección son aplicables principalmente para anclajes ubicados en la región de transferencia de carga (conexión) de columnas compuestas y viga-columnas, vigas compuestas embebidas y rellenas de concreto, vigas de acoplado compuestas, y muros compuestos, donde el acero y el concreto trabajan conjuntamente dentro del miembro. No están especificadas para construcciones híbridas donde el acero y el concreto no trabajan en forma conjunta, tal como en planchas insertadas.

La sección I8.2 especifica la resistencia de los anclajes de acero insertados en losas de concreto sólido con plancha colaborante de acero en una viga compuesta.

Los estados límites para el deslizamiento del anclaje y para la ruptura del concreto en corte son cubiertos directamente en esta sección. Adicionalmente, el espaciamiento y las limitaciones dimensionales entregadas en estas disposiciones consideran los estados límite de desprendimiento del concreto para anclajes sujetos a corte y el arrancamiento del concreto para anclajes en tracción según se define en ACI 318 Anexo D.

Para concreto de peso normal: los anclajes de pernos de acero sujetos únicamente a corte no debe ser menos que cinco diámetros del perno en longitud desde la base del perno hasta el extremo superior después de su instalación. Para pernos de anclaje de acero sujetos a tracción o a interacción de corte y tracción no debe ser menor a ocho diámetros del perno en longitud desde la base del perno hasta el extremo superior de este después de instalado.

Para concreto de peso liviano: Para pernos de anclaje de acero sujetos únicamente a corte no debe de ser menos que siete diámetros del perno en longitud desde la base del perno hasta el extremo superior del perno después de instalado. Para pernos de anclaje de acero sujetos a tracción no debe de ser menos que diez diámetros del perno en longitud desde la base del perno hasta el extremo superior del perno después de instalado. La resistencia nominal de pernos de anclaje de acero sujetos a la interacción de corte y tracción para concreto liviano debe ser determinado según se estipula en el código de construcción aplicable o en ACI 318 Anexo D.

Para los pernos de anclaje de acero sujetos a tracción o a interacción de corte y tracción debe tener un diámetro de la cabeza del perno mayor o igual a 1.6 veces el diámetro del cuerpo del perno.

**Nota:** La siguiente tabla presenta valores mínimos de la razón h/d en pernos de anclaje de acero para cada condición considerada en la Especificación:

Condición de Carga	Concreto de Peso Normal	Concreto de Peso Liviano
Corte	$h/d \geq 5$	$h/d \geq 7$
Tracción	$h/d \geq 8$	$h/d \geq 10$
Corte + Tracción	$h/d \geq 8$	N/A*

h/d = razón entre la longitud y el diámetro del cuerpo del perno de anclaje.  
 \* Refiere a ACI 318 Anexo D para el cálculo de los efectos de interacción de anclajes embebidos en concreto liviano

### 3a. Resistencia al Corte de Pernos de Anclaje de Acero en Componentes Compuestos

Donde la resistencia al arrancamiento del concreto en corte no es un estado límite aplicable, la resistencia de diseño al corte,  $\phi_v Q_{nv}$ , o la resistencia admisible al corte,  $Q_{nv}/\Omega_v$ , de un perno de anclaje de acero único debe ser determinada como sigue:

$$\phi_B = 0,65 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_B = 2,31 \text{ (ASD)}$$

$$Q_{nv} = F_u A_{sa} \quad \text{(I8-3)}$$

donde

$Q_{nv}$  = resistencia nominal al corte del perno de anclaje de acero, kgf (N)

$A_{sa}$  = área de la sección transversal del perno de anclaje de acero,  $\text{cm}^2$  ( $\text{mm}^2$ )

$F_u$  = resistencia mínima a tracción especificada de un perno de anclaje de acero, kgf/ $\text{cm}^2$  (MPa)

Donde la resistencia al arrancamiento del concreto en corte es un estado límite aplicable, la resistencia disponible al corte de un perno de anclaje de acero debe ser determinada mediante uno de los siguientes metodos:

- (1) Donde el anclaje de refuerzo es desarrollado de acuerdo con el Capítulo 12 de ACI 318 en ambos lados de la superficie de arranque del concreto para el perno de anclaje de acero, el mínimo de la resistencia nominal al corte del acero en Ecuación I8-3 y la resistencia nominal del anclaje de refuerzo debe ser usado para la resistencia nominal al corte,  $Q_{nv}$  del perno de anclaje de acero.
- (2) Según sea estipulado por el código de construcción aplicable o en ACI 318 Anexo D.

**Nota:** Si la resistencia al arrancamiento del concreto por corte es un estado límite aplicable (por ejemplo donde el prisma de arranque no está restringido por plancha de acero alguna, ala, o alma), se requiere de anclaje de refuerzo apropiado para ser usados por las disposiciones de esta sección. Alternativamente, las disposiciones de el código de construcción aplicable o el Anexo D de ACI 318 pueden ser empleadas.

### 3b. Resistencia a Tracción de Pernos de Anclaje de Acero en Componentes Compuestos

Donde la distancia del centro de un anclaje al borde libre del concreto en dirección perpendicular a la altura del perno de anclaje es mayor o igual a 1.5 veces la altura del perno de anclaje medido al extremo superior de la cabeza del perno, y donde el espaciamiento entre el centro de un perno de anclaje de acero a otro es mayor o igual a tres veces la altura del perno de anclaje medido al extremo superior de la cabeza del perno, la resistencia disponible a tracción de un perno de anclaje de acero debe ser determinada como sigue:

$$\phi_s = 0,75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_s = 2,00 \text{ (ASD)}$$

$$Q_{nt} = F_u A_{sa} \quad \text{(I8-4)}$$

donde

$Q_{nt}$  = resistencia nominal a tracción del perno de anclaje de acero, kgf (N)

Donde la distancia del centro de un anclaje al borde libre del concreto en dirección perpendicular a la altura del perno de anclaje es menor a 1,5 veces la altura del perno de anclaje medido al extremo superior de la cabeza del perno, o donde el espaciamiento entre el centro de un perno de anclaje de acero a otro es menor a tres veces la altura del perno de anclaje medido al extremo superior de la cabeza del perno, la resistencia nominal a tracción de un perno de anclaje de acero debe ser determinada con uno de los siguientes:

- (a) Donde el anclaje de refuerzo es desarrollado de acuerdo con el Capítulo 12 de ACI 318 en ambos lados de la *superficie de arranque del concreto* para el perno de anclaje de acero, el mínimo de la resistencia nominal a tracción del acero en Ecuación I8-3 y la resistencia nominal del anclaje de refuerzo debe ser usado para la resistencia nominal a tracción, del perno de anclaje de acero.
- (b) Según sea estipulado por el código de construcción aplicable o en ACI 318 Anexo D.

**Nota:** Refuerzo suplementario de confinamiento es recomendado alrededor de anclajes para pernos de anclaje de acero sujeto a tracción o a interacción de corte y tracción para evitar efectos de borde o efectos provenientes de anclajes cercanos. Ver Comentario y ACI 318 Sección D5.2.9 por recomendaciones.

### 3c. Resistencia de Pernos de Anclaje de Acero para Interacción de Corte y Tracción en Componentes Compuestos

Donde la resistencia al arranque del concreto en corte no es el estado límite que controle, y donde la distancia del centro de un anclaje al borde libre del concreto en dirección perpendicular a la altura del perno de anclaje es mayor o igual a 1.5 veces la altura del perno de anclaje medido al extremo superior de la cabeza del perno, y donde el espaciamiento entre el centro de un perno de anclaje de acero a otro es mayor o igual a tres veces la altura del perno de anclaje medido al extremo superior de la cabeza del perno, la resistencia disponible por interacción de corte y tracción de un perno de anclaje de acero debe ser determinada como sigue:

$$\left[ \left( \frac{Q_{rt}}{Q_{ct}} \right)^{5/3} + \left( \frac{Q_{rv}}{Q_{cv}} \right)^{5/3} \right] \leq 1,0 \quad (I8-5)$$

donde

$Q_{ct}$  = resistencia disponible a tracción, kgf (N)

$Q_{rt}$  = resistencia requerida a tracción, kgf (N)

$Q_{cv}$  = resistencia disponible al corte, kgf (N)

$Q_{rv}$  = resistencia requerida al corte, kgf (N)

**Para diseño de acuerdo con la Sección B3.3 (LRFD):**

$Q_{rt}$  = resistencia de tracción axial requerida usando las combinaciones de carga LRFD, kgf (kN)

$Q_{ct}$  = resistencia de tracción axial de diseño, determinada de acuerdo a Sección I8.3b, kgf (kN)

$$\phi_t Q_{rt}$$

$Q_{rv}$  = resistencia requerida al corte usando las combinaciones de carga LRFD, kgf-m (N-mm)

$Q_{cv}$  = resistencia de diseño al corte, determinada de acuerdo con Sección I8.3a, kgf (kN)

$\phi_t$  = factor de resistencia para tracción = 0,75

$\phi_v$  = factor de resistencia para corte = 0,65

**Para diseño de acuerdo con la Sección B3.4 (ASD):**

$Q_{rt}$  = resistencia de tracción axial requerida usando las combinaciones de carga ASD, kgf (kN)

$Q_{ct}$  = resistencia de tracción axial admisible, determinada de acuerdo a Sección I8.3b, kgf (kN)

$$Q_{rt}/\Omega_t$$

$Q_{rv}$  = resistencia requerida al corte usando las combinaciones de carga ASD, kgf-m (N-mm)

$Q_{cv}$  = resistencia admisible al corte, determinada de acuerdo con Sección I8,3a, kgf (kN)

$$Q_{rv}/\Omega_t$$

$\Omega_t$  = factor de seguridad en tracción = 2,00

$\Omega_b$  = factor de seguridad en corte = 2,31

Donde la resistencia al arranque del concreto en corte no es el estado límite que controle, o donde la distancia del centro de un anclaje al borde libre del concreto en dirección perpendicular a la altura del perno de anclaje es menor a 1.5 veces la altura del perno de anclaje medido al extremo superior de la cabeza del perno, o donde el espaciamiento entre el centro de un perno de anclaje de acero a otro es menor a tres veces la altura del perno de anclaje medido al extremo superior de la cabeza del perno, la resistencia nominal de un perno de anclaje de acero para la interacción de corte y tracción debe ser determinada con uno de los siguientes:

- (a) Donde el anclaje de refuerzo es desarrollado de acuerdo con el Capítulo 12 de ACI 318 en ambos lados de la *superficie de arranque del concreto* para el perno de anclaje de acero, el mínimo de la resistencia nominal al corte en Ecuación I8-3 y de la resistencia nominal del anclaje de refuerzo debe ser usado para la resistencia

nominal al corte,  $Q_{nv}$  del perno de anclaje de acero, y el mínimo de la resistencia nominal a tracción a partir de Ecuación I8-4 y la resistencia nominal del anclaje de refuerzo debe ser usado para la resistencia nominal a tracción,  $Q_{nt}$ , del perno de anclaje de acero según Ecuación I8-5.

- (b) Según sea estipulado por el código de construcción aplicable o en ACI 318 Anexo D.

### 3d. Resistencia al Corte de Canales de Anclaje de Acero en Componentes Compuestos

La resistencia disponible al corte de canales de anclaje de acero debe basarse en las disposiciones de Sección I8.2b con el factor de resistencia y el factor de seguridad que se especifica abajo.

$$\phi_s = 0,75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_s = 2,00 \text{ (ASD)}$$

### 3e. Requisitos de Detallamiento en Componentes Compuestos

Los anclajes de acero deben tener al menos 25 mm (1 in) de cubierta lateral de concreto libre. El espaciamiento mínimo entre el centro de un perno de anclaje a otro debe ser cuatro diámetros en cualquier dirección. El espaciamiento máximo entre el centro de un perno de anclaje a otro no debe exceder 32 veces el diámetro del cuerpo del perno. El espaciamiento máximo entre el centro de una canal de anclaje de acero y otra debe ser de 600 mm (24 in).

**Nota:** Requisitos de detallamiento entregados son límites absolutos. Ver Sección I8.3a, I8.3b y I8.3c para información adicional requerida para consideraciones de efectos de borde y de grupo.

## 19. CASOS ESPECIALES

Cuando la construcción compuesta no satisface los requisitos de las Secciones I1 a I8, la resistencia de los anclajes de corte y el detallamiento para la construcción deben ser establecidos mediante ensayos.