

5.10.12.5 Estribos Cerrados

Siempre que sea posible, las barras longitudinales ubicadas en las esquinas de la sección transversal deberán estar encerradas por estribos cerrados. Si no es posible colocar estribos cerrados, se pueden utilizar pares de barras en forma de U con ramas de longitud como mínimo igual al doble del espesor de la pared y orientadas a 90° una respecto de la otra.

Las vainas de postesado ubicadas en las esquinas de la sección transversal deberán estar ancladas en las regiones de las esquinas mediante estribos cerrados o estribos con un codo a 90° en cada extremo de manera que encierren al menos una barra longitudinal cerca de la cara externa de la sección transversal.

5.11 ANCLAJE Y EMPALME DE LAS ARMADURAS

5.11.1 Requisitos Generales

5.11.1.1 Requisitos Básicos

Las solicitaciones calculadas en la armadura en cada sección se deberán desarrollar a cada lado de dicha sección mediante una longitud embebida, un gancho, un dispositivo mecánico, o una combinación de estos elementos. Los ganchos y anclajes mecánicos sólo se podrán utilizar para anclar barras en tracción.

C5.11.1.1

La mayoría de los requisitos de este artículo se basan en la norma ACI 318-89 y su comentario.

5.11.1.2 Armadura de Flexión

5.11.1.2.1 Requisitos Generales

C5.11.1.2.1

En los elementos flexionados las secciones críticas para el anclaje de las armaduras se deberán tomar en los puntos de máxima tensión y en los puntos del tramo donde terminan o están dobladas armaduras adyacentes.

Excepto en los apoyos de tramos simples y en los extremos libres de los voladizos, la armadura se deberá prolongar más allá del punto en el cual ya no se la requiere para resistir flexión en una distancia no menor que:

- La profundidad efectiva del elemento,
- 15 veces el diámetro nominal de la barra, o
- 1/20 de la luz libre del tramo.

La armadura que continúa se deberá prolongar como mínimo una longitud igual a la longitud de anclaje, ℓ_d , especificada en el Artículo 5.11.2, más allá del punto en el

cual ya no se requiere armadura de tracción doblada o interrumpida para resistir flexión.

En una misma sección no deberá terminar más del 50 por ciento de la armadura, y en una misma sección no deberán terminar barras adyacentes.

La armadura de tracción también se puede anclar ya sea doblándola de manera que atraviese el alma dentro de la cual está ubicada y terminándola en un área comprimida y proveyendo la longitud de anclaje ℓ_d a la sección de diseño, o bien haciéndola continua con la armadura en la cara opuesta del elemento.

Se deberán proveer anclajes suplementarios para la armadura de tracción de los elementos flexionados si la fuerza en la armadura no es directamente proporcional al momento mayorado según se describe a continuación:

- Zapatas inclinadas, escalonadas o acampanadas,
- Ménsulas,
- Elementos de gran altura solicitados a flexión, o
- Elementos en los cuales la armadura de tracción no es paralela a la cara comprimida.

Como máximo, en una sección se pueden interrumpir barras alternadas.

Ediciones anteriores de las Especificaciones Estándares exigían que la armadura de flexión no terminara en una zona traccionada a menos que se satisficiera una de las condiciones siguientes:

- La fuerza de corte mayorada en el punto donde se interrumpe la armadura no era mayor que dos tercios de la resistencia al corte mayorada, incluyendo la resistencia al corte proporcionada por la armadura de corte.
- Sobre cada barra interrumpida había un área de estribos mayor que la requerida para corte y torsión en una distancia no menor que tres cuartos de la profundidad efectiva del elemento a partir del punto de terminación. El exceso de área de estribos, A_v , no era menor que $0,06 b_w s / f_y$. La separación, s , no era mayor que $0,125 d / \beta_b$, siendo β_b la relación entre el área de la armadura interrumpida y el área de la armadura de tracción en la sección.
- Para las barras No. 36 y menores, las barras que continuaban proporcionaban como mínimo dos veces el área requerida para flexión en el punto de terminación, y la fuerza de corte mayorada no era mayor que tres cuartos de la resistencia al corte mayorada.

En la actualidad estos requisitos son suplementados por los requisitos del Artículo 5.8, los cuales toman en cuenta la necesidad de proveer armadura longitudinal para reaccionar a la componente horizontal de las diagonales inclinadas comprimidas que contribuyen a la resistencia al corte.

Los anclajes suplementarios pueden ser en forma de ganchos o soldaduras a barras de anclaje.

5.11.1.2.2 Armadura de Momento Positivo

Como mínimo un tercio de la armadura de momento positivo en los elementos de un solo tramo y un cuarto de la armadura de momento positivo en los elementos continuos se deberá prolongar a lo largo de la misma cara del elemento más allá del eje del apoyo. En las vigas esta prolongación no deberá ser menor que 150 mm.

C5.11.1.2.2

Ediciones anteriores de las Especificaciones Estándares requerían que en los apoyos extremos y en los puntos de inflexión la armadura de tracción para momento positivo se limitara a un diámetro tal que la longitud de anclaje, ℓ_d , determinada para f_y de acuerdo con el Artículo 5.11.2.1, satisficiera la Ecuación C1:

$$\ell_d \leq \frac{M_n}{V_u} + \ell_a \quad (\text{C5.11.1.2.2-1})$$

donde:

M_n = resistencia nominal a la flexión, suponiendo que toda la armadura de tracción para momento positivo en la sección está solicitada a la tensión de fluencia especificada f_y (N·mm)

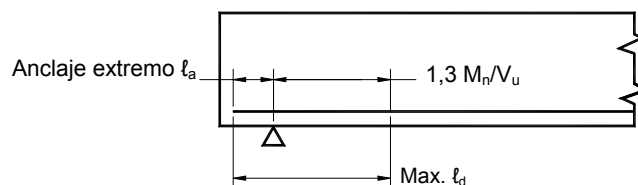
V_u = fuerza de corte mayorada en la sección (N)

ℓ_a = longitud embebida más allá del centro de un apoyo o punto de inflexión; se toma como el mayor valor entre la profundidad efectiva del elemento y $12,0 d_b$ (mm)

No es necesario satisfacer la Ecuación C1 en el caso de las armaduras que terminan más allá del eje de los apoyos extremos y tienen un gancho normal o un anclaje mecánico como mínimo equivalente a un gancho normal.

El valor de M_n/V_u de la Ecuación C1 se debía incrementar en 30 por ciento para armaduras cuyos extremos estaban ubicados en áreas en las cuales una reacción aplicaba una compresión transversal a la cara de la viga considerada.

En la Figura C1 se ilustra el significado del requisito del 30 por ciento.



Nota: El factor 1,3 sólo se puede utilizar si la reacción confina los extremos de la armadura.

Figura C5.11.1.2.2-1 – Confinamiento de los extremos

En la actualidad estos requisitos son suplementados por los requisitos del Artículo 5.8, los cuales toman en cuenta

la necesidad de proveer armadura longitudinal para reaccionar a la componente horizontal de las diagonales inclinadas comprimidas que contribuyen a la resistencia al corte.

5.11.1.2.3 Armadura de Momento Negativo

Como mínimo un tercio de la armadura total de tracción provista en un apoyo para momento negativo deberá tener una longitud embebida más allá del punto de inflexión no menor que:

- La profundidad efectiva del elemento,
- 12,0 veces el diámetro nominal de la barra, y
- 0,0625 veces la luz libre del tramo.

5.11.1.2.4 Uniones Resistentes al Momento

La armadura de flexión en los elementos continuos, restringidos o en voladizo, o en cualquier elemento de un pórtico rígido, se deberá detallar de manera que haya continuidad de las armaduras en las intersecciones con otros elementos para desarrollar la resistencia nominal al momento de la unión.

En Zonas Sísmicas 3 y 4 las uniones se deberán detallar de manera que resistan los momentos y cortes resultantes de las cargas horizontales que atraviesan la unión.

C5.11.1.2.4

La publicación *ACI Detailing Manual* contiene detalles para desarrollar la continuidad de las armaduras a través de las uniones.

Al momento de publicar el presente documento (otoño de 1997) se están llevando a cabo numerosas investigaciones sobre uniones resistentes al momento, especialmente en relación con su comportamiento sísmico. Se recomienda consultar los resultados de estas investigaciones apenas estén disponibles.

5.11.2 Anclaje de las Armaduras

5.11.2.1 Barras Conformadas y Alambre Conformado en Tracción

5.11.2.1.1 Longitud de Anclaje en Tracción

La longitud de anclaje en tracción, ℓ_d , no deberá ser menor que el producto entre la longitud básica de anclaje en tracción, ℓ_{db} , aquí especificada y el factor o los factores de modificación especificados en los Artículos 5.11.2.1.2 y 5.11.2.1.3. La longitud de anclaje en tracción no deberá ser menor que 300 mm, excepto para empalmes solapados como se especifica en el Artículo 5.11.5.3.1 y el anclaje de la armadura de corte especificado en el Artículo 5.11.2.6.

La longitud básica de anclaje en tracción, ℓ_{db} , en mm, se deberá tomar como:

- Para barras No. 36 y menores $\frac{0,02 A_b f_y}{\sqrt{f'_c}}$
pero no menor que $0,06 d_b f_y$

- Para barras No. 43 $\frac{25 f_y}{\sqrt{f'_c}}$
- Para barras No. 57..... $\frac{34 f_y}{\sqrt{f'_c}}$
- Para alambre conformado $\frac{0,36 d_b f_y}{\sqrt{f'_c}}$

donde:

A_b = sección de la barra o alambre (mm^2)

f_y = tensión de fluencia especificada de las barras de armadura (MPa)

f'_c = resistencia a la compresión especificada del hormigón a 28 días, a menos que se especifique una edad diferente (MPa)

d_b = diámetro de la barra o alambre (mm)

5.11.2.1.2 Factores de Modificación que Aumentan ℓ_d

La longitud básica de anclaje, ℓ_{db} , se deberá multiplicar por el siguiente factor o los siguientes factores, según corresponda:

- Para armadura superior horizontal o casi horizontal colocada de manera que haya más de 300 mm de hormigón fresco colado debajo de la armadura....1,4
- Para hormigón de agregados de baja densidad para el cual se especifica f_{ct} (MPa) $\frac{0,58 \sqrt{f'_c}}{f_{ct}} \geq 1,0$
- Para hormigón de baja densidad para el cual no se especifica f_{ct} 1,3
- Para hormigón de agregados livianos y arena para el cual no se especifica f_{ct} 1,2

Si se utiliza arena para reemplazar sólo parte del agregado, se puede interpolar linealmente entre los requisitos para hormigón de baja densidad y aquellos para hormigón de agregados livianos y arena.

- Para barras recubiertas con resina epoxi en las

cuales el recubrimiento de hormigón es menor que $3d_b$ o la separación libre entre las barras es menor que $6d_b$ 1,5

- Para barras recubiertas con resina epoxi no cubiertas por el ítem anterior 1,2

No es necesario que el producto entre el factor correspondiente a armadura superior y el factor aplicable en el caso de barras recubiertas con resina epoxi sea mayor que 1,7.

5.11.2.1.3 Factores de Modificación que Disminuyen ℓ_d

La longitud básica de anclaje, ℓ_{db} , modificada aplicando los factores especificados en el Artículo 5.11.2.1.2, se puede multiplicar por los siguientes factores:

- Si la armadura que se está anclando en la longitud considerada tiene una separación lateral entre centros de al menos 150 mm, y tiene un recubrimiento libre medido en la dirección de la separación no menor que 75 mm..... 0,8
- Si no se requiere anclaje o desarrollo para la totalidad de la tensión de fluencia de la armadura, o si en un elemento flexionado hay más armadura que la requerida por el análisis $\frac{(A_s \text{ requerida})}{(A_s \text{ provista})}$
- Si la armadura está encerrada por una espiral formada por una barra de no menos de 6 mm de diámetro y con un paso de no más de 100 mm 0,75

5.11.2.2 Barras Conformadas en Compresión

5.11.2.2.1 Longitud de Anclaje en Compresión

La longitud de anclaje, ℓ_d , para barras conformadas en compresión no deberá ser menor que el producto entre la longitud básica de anclaje aquí especificada y los factores de modificación aplicables especificados en el Artículo 5.11.2.2.2 ni menor que 200 mm.

La longitud básica de anclaje, ℓ_{db} , para las barras conformadas en compresión deberá satisfacer:

$$\ell_{db} \geq \frac{0,24 d_b f_y}{\sqrt{f'_c}}, \text{ ó} \quad (5.11.2.2.1-1)$$

$$\ell_{db} \geq 0,044 d_b f_y \quad (5.11.2.2.1-2)$$

donde:

f_y = tensión de fluencia especificada de las barras de armadura (MPa)

f'_c = resistencia a la compresión especificada del hormigón a 28 días, a menos que se especifique una edad diferente (MPa)

d_b = diámetro de la barra (mm)

5.11.2.2.2 Factores de Modificación

La longitud básica de anclaje, ℓ_{db} , se puede multiplicar por los siguientes factores:

- Si no se requiere anclaje o desarrollo para la totalidad de la tensión de fluencia de la armadura, o si hay más armadura que la requerida por el análisis

$$\dots\dots\dots \frac{(A_s \text{ requerida})}{(A_s \text{ provista})}$$
- Si la armadura está encerrada por una espiral formada por una barra de no menos de 6 mm de diámetro y con un paso de no más de 100 mm..... 0,75

5.11.2.3 Paquetes de Barras

La longitud de anclaje de las barras individuales que forman parte de un paquete, en tracción o compresión, deberá ser la correspondiente a la barra individual aumentada un 20 por ciento en el caso de paquetes de tres barras ó 33 por ciento en el caso de paquetes de cuatro barras.

Para determinar los factores especificados en los Artículos 5.11.2.1.2 y 5.11.2.1.3, un paquete de barras se deberá tratar como una única barra cuyo diámetro se deberá determinar a partir del área total equivalente.

5.11.2.4 Ganchos Normales en Tracción

5.11.2.4.1 Longitud Básica de Anclaje de un Gancho

C5.11.2.4.1

La longitud de anclaje, ℓ_{dh} , en mm, para las barras conformadas en tracción que terminan en un gancho normal según lo especificado en el Artículo 5.10.2.1 no deberá ser menor que:

- El producto entre la longitud básica de anclaje ℓ_{hb} , según se especifica en la Ecuación 1, y el factor o

los factores de modificación aplicables, según lo especificado en el Artículo 5.11.2.4.2;

- 8,0 diámetros de barra; ó
- 150 mm.

La longitud básica de anclaje, ℓ_{hb} , para una barra terminada en gancho con una tensión de fluencia, f_y , menor o igual que 420 MPa se deberá tomar como:

$$\ell_{hb} = \frac{100 d_b}{\sqrt{f_c}} \quad (5.11.2.4.1-1)$$

donde:

d_b = diámetro de la barra (mm)

f_c = resistencia a la compresión especificada del hormigón a 28 días, a menos que se especifique una edad diferente (MPa)

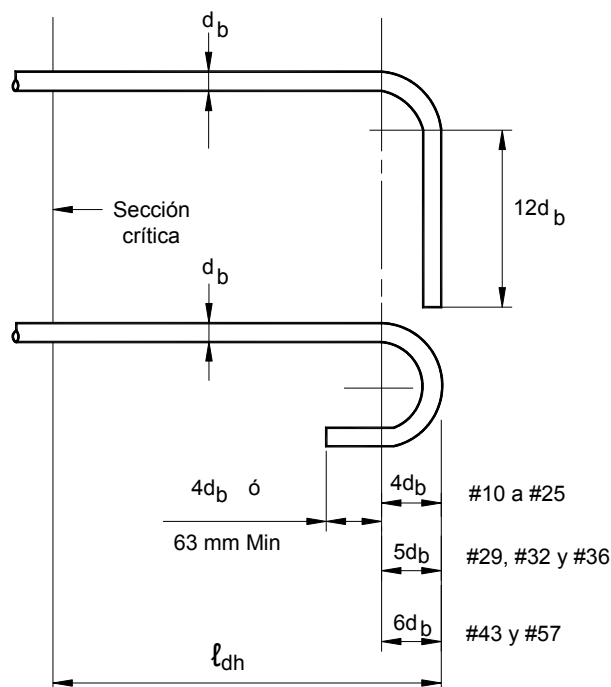


Figura C5.11.2.4-1 – Detalles de las barras terminadas en gancho para el anclaje de ganchos normales (ACI)

5.11.2.4.2 Factores de Modificación

La longitud básica de anclaje, ℓ_{hb} , se deberá multiplicar por el siguiente factor o los siguientes factores, según corresponda:

- Si la tensión de fluencia de la armadura es superior a 420 MPa $\frac{f_y}{420}$
- Si el recubrimiento lateral para barras No. 36 o menores, perpendicular al plano del gancho, es mayor o igual que 64 mm, y para ganchos a 90°, el recubrimiento sobre la prolongación de la barra más allá del gancho no es menor que 50 mm 0,7
- Si los ganchos para barras No. 36 y menores están encerrados vertical u horizontalmente dentro de estribos o estribos cerrados en toda la longitud de anclaje, ℓ_{dh} , y la separación de estos estribos no es mayor que $3d_b$ 0,8
- Si no se requiere anclaje o desarrollo para la totalidad de la tensión de fluencia, o si hay más armadura que la requerida por el análisis

C5.11.2.4.2

$$\frac{(A_s \text{ requerida})}{(A_s \text{ provista})}$$

- Si se utiliza hormigón de agregados livianos 1,3
- Si se usa armadura recubierta con resina epoxi....1,2

Ensayos recientes indican que la longitud de anclaje de las barras terminadas en gancho se debería incrementar 20 por ciento para tomar en cuenta la reducción de la adherencia que se produce si las armaduras están recubiertas con resina epoxi. La modificación propuesta fue adoptada por el Comité ACI 318 en la edición 1992 de la norma *Building Code Requirements for Reinforced Concrete* (Hamad et al. 1990)

5.11.2.4.3 Estribos para las Barras Terminadas en Gancho

Para las barras que se anclan mediante un gancho normal en los extremos discontinuos de elementos en los cuales tanto el recubrimiento lateral como el recubrimiento superior o inferior es menor que 64 mm, la barra terminada en gancho deberá estar encerrada dentro de estribos o estribos cerrados con una separación a lo largo de la totalidad de la longitud de anclaje, ℓ_{dh} , no mayor que $3d_b$. Este requisito se ilustra en la Figura 1. No se deberá aplicar el factor para armadura transversal, especificado en el Artículo 5.11.2.4.2.

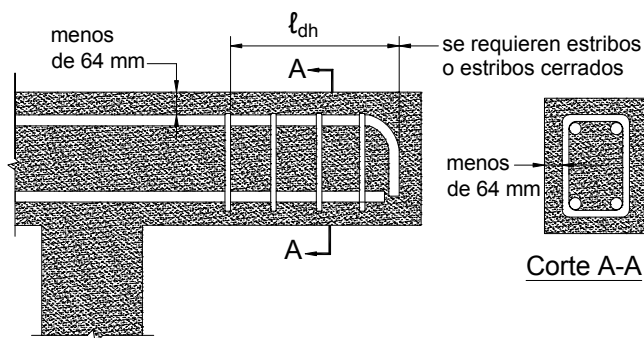


Figura 5.11.2.4.3-1 – Estribos para las barras terminadas en gancho

5.11.2.5 Mallas Soldadas de Alambre

5.11.2.5.1 Mallas de Alambre Conformado

Para todas las aplicaciones exceptuando la armadura de corte, la longitud de anclaje, ℓ_{hd} , en mm, de la malla soldada de alambre conformado, medida entre la sección crítica y el extremo del alambre no deberá ser menor que:

- El producto entre la longitud básica de anclaje y el factor o los factores de modificación aplicables,

según se especifica en el Artículo 5.11.2.2.2, ó

- 200 mm, excepto para los empalmes solapados, según se especifica en el Artículo 5.11.6.1.

El anclaje de la armadura de corte deberá ser como se especifica en el Artículo 5.11.2.6.

La longitud básica de anclaje, ℓ_{hd} , de una malla soldada de alambre conformado, con al menos un alambre transversal dentro de la longitud de anclaje como mínimo a 50 mm de la sección crítica, deberá satisfacer lo siguiente:

$$\ell_{hd} \leq 0,36 d_b \frac{f_y - 140}{\sqrt{f'_c}}, \text{ ó} \quad (5.11.2.5.1-1)$$

$$\ell_{hd} \leq 2,4 \frac{A_w f_y}{s_w \sqrt{f'_c}} \quad (5.11.2.5.1-2)$$

donde:

A_w = área de un alambre individual a anclar o empalmar (mm²)

s_w = separación de los alambres a anclar o empalmar (mm)

La longitud básica de anclaje de una malla soldada de alambre conformado sin alambres transversales dentro de la longitud de anclaje se deberá determinar como para el caso de alambre conformado de acuerdo con el Artículo 5.11.2.1.1.

5.11.2.5.2 Mallas de Alambre Liso

La tensión de fluencia de una malla soldada de alambre liso se considerará desarrollada por el embebimiento de dos alambres transversales, con el alambre transversal más próximo a no menos de 50 mm de la sección crítica. Caso contrario, la longitud de anclaje, ℓ_d , medida entre el punto de sección crítica y el alambre más externo se deberá tomar como:

$$\ell_d = 3,24 \frac{A_w f_y}{s_w \sqrt{f'_c}} \quad (5.11.2.5.2-1)$$

La longitud de anclaje se deberá modificar de acuerdo con lo especificado en el Artículo 5.11.2.1.2 si hay más armadura que la requerida por el análisis, y aplicando el factor correspondiente a hormigón de baja densidad

especificado en el Artículo 5.11.2.1.2 cuando corresponda. Sin embargo, ℓ_d no se deberá tomar menor que 150 mm, excepto para empalmes solapados como se especifica en el Artículo 5.11.6.2.

5.11.2.6 Armadura de Corte

5.11.2.6.1 Requisitos Generales

Los estribos para los tubos o tuberías de hormigón deberán satisfacer los requisitos del Artículo 12.10.4.2.7, y no estarán sujetos a los requisitos aquí especificados.

La armadura de corte se deberá ubicar tan cerca de las superficies de los elementos como lo permitan los requisitos sobre recubrimiento y la proximidad de otras armaduras.

Entre extremos anclados, cada codo de la parte continua de un estribo en U simple o múltiple deberá encerrar una barra longitudinal.

5.11.2.6.2 Anclaje de las Armaduras Conformadas

Los extremos de los estribos de una sola rama, en U simple o en U múltiple se deberán anclar de la siguiente manera:

- Para barras No. 16 y alambre MD200 o menores, y para barras No. 19, No. 22 y No. 25 con f_y menor o igual que 275 MPa:

Un gancho normal alrededor de la armadura longitudinal, y

- Para estribos No. 19, No. 22 y No. 25 con f_y mayor que 275 MPa:

Un gancho normal alrededor de una barra longitudinal, más una longitud embebida entre la semialtura del elemento y el extremo exterior del gancho no menor que:

$$\ell_e = \frac{0,17 d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (5.11.2.6.2-1)$$

5.11.2.6.3 Anclaje de las Armaduras de Malla de Alambre Soldada

C5.11.2.6.3

Cada rama de una malla de alambre liso soldada que forma estribos en U simples deberá estar anclada por:

- Dos alambres longitudinales separados 50 mm a lo largo del elemento en la parte superior de la U, o
- Un alambre longitudinal ubicado a no más de $d/4$ de la cara comprimida y un segundo alambre más próximo a la cara comprimida y separado no menos de 50 mm del primer alambre. El segundo alambre se puede ubicar sobre la rama del estribo más allá de un codo o sobre un codo con un diámetro interior de doblado no menor que $8d_b$.

Para cada extremo de un estribo de una sola rama de malla soldada de alambre liso o alambre conformado, se deberán disponer dos alambres longitudinales con una separación mínima de 50 mm y con el alambre interno a una distancia no menor que $d/4$ ó 50 mm de la semialtura del elemento. El alambre longitudinal externo en la cara traccionada no deberá estar más alejado de la cara que la porción de la armadura principal de flexión más próxima a dicha cara.

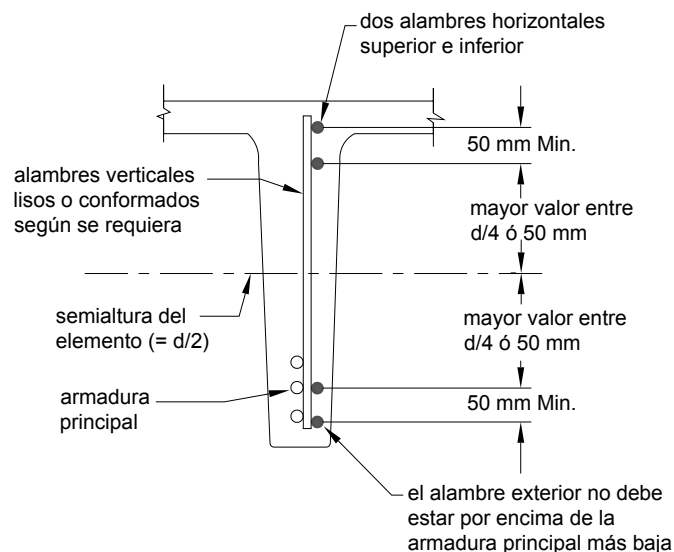


Figura C5.11.2.6.3-1 – Anclaje de armadura de corte en forma de malla de alambre soldada de una rama, ACI (1989)

5.11.2.6.4 Estribos Cerrados

Un par de estribos en U o estribos colocados de manera de formar una unidad cerrada se considerará correctamente anclado y empalmado si la longitud de los solapes no es menor que $1.7\ell_d$, siendo ℓ_d en este caso la longitud de anclaje para las barras en tracción.

En los elementos de no menos de 450 mm de altura, los empalmes de estribos cerrados para los cuales la fuerza de tracción resultante de las cargas mayoradas, $A_b f_y$, no es mayor que 40.000 N por rama, se pueden considerar adecuados si las ramas de los estribos se extienden en la totalidad de la altura disponible del elemento.

5.11.3 Anclaje Mediante Anclajes Mecánicos

Cualquier dispositivo mecánico capaz de desarrollar la resistencia de la armadura sin dañar el hormigón se puede utilizar como anclaje. El comportamiento de los anclajes mecánicos se deberá verificar mediante ensayos en laboratorio.

El anclaje de la armadura se puede lograr mediante la combinación de un anclaje mecánico y la longitud embebida adicional de la armadura entre el punto de máxima tensión en la barra y el anclaje mecánico.

Si se han de utilizar anclajes mecánicos, la documentación técnica deberá indicar todos los detalles de dichos anclajes.

C5.11.3

No se han desarrollado detalles normalizados para este tipo de dispositivos.

5.11.4 Anclaje de los Cables de Pretensado

5.11.4.1 Requisitos Generales

Al determinar la resistencia de los componentes de hormigón pretensado en las regiones de sus extremos, se deberá considerar el aumento gradual de la fuerza en los cables en las longitudes de transferencia y anclaje.

Se puede asumir que la fuerza de pretensado varía linealmente entre 0,0 en el punto donde comienza la adherencia hasta un valor máximo en la longitud de transferencia.

Entre la longitud de transferencia y la longitud de anclaje, se puede asumir que la fuerza en el cable aumenta de forma parabólica, alcanzando la resistencia a la tracción del cable al llegar a la longitud de anclaje.

Para los propósitos del presente artículo, la longitud de transferencia se puede tomar como 60 diámetros de cable, y la longitud de anclaje se deberá tomar como se especifica en el Artículo 5.11.4.2.

Se deberán considerar los efectos de la desadherencia como se especifica en el Artículo 5.11.4.3.

5.11.4.2 Cables Adherentes

Los cables de pretensado deberán estar adheridos más allá de la sección crítica en una longitud de anclaje, ℓ_d , en mm, tomada como:

$$\ell_d \geq \kappa (0,15 f_{ps} - 0,097 f_{pe}) d_b \quad (5.11.4.2-1)$$

donde:

d_b = diámetro nominal del cable (mm)

f_{ps} = tensión media en el acero de pretensado en el momento para el cual se requiere la resistencia nominal del elemento (MPa)

f_{pe} = tensión efectiva en el acero de pretensado luego de las pérdidas (MPa)

κ = 1,6 en el caso de vigas pretensadas prefabricadas

κ = 1,6 en el caso de losas y pilotes pretensados prefabricados. La autoridad competente puede especificar un valor diferente de κ , siempre que éste se base en investigaciones previas o que haya sido utilizado exitosamente en el pasado.

En lugar de utilizar la Ecuación 1, para las vigas

C5.11.4.1

Entre la longitud de transferencia y la longitud de anclaje, la fuerza en el cable crece a partir de la fuerza de pretensado hasta llegar a la resistencia a la tracción del cable.

C5.11.4.2

En octubre de 1988 un memorando de la FHWA impuso la aplicación de un factor de amplificación igual a 1,6 en la Ecuación 1 de las especificaciones. La expresión modificada es conservadora por naturaleza, pero refleja adecuadamente las características correspondientes al caso más desfavorable de los cables enviados antes de 1997. Para eliminar la necesidad de aplicar este factor, la Ecuación 1 se ha modificado incorporando el factor κ . La Ecuación 2 fue desarrollada en Turner Fairbanks y a partir de investigaciones previas realizadas en diferentes instituciones. Hasta el momento la Ecuación 2 ha sido validada para hormigones normales y de alta resistencia de hasta 70 MPa. En el caso de hormigones cuyas resistencias son superiores a 70 MPa, en la Ecuación 2 se podría utilizar $f'_c = 70$ MPa hasta que nuevas investigaciones permitan validar la expresión para hormigones de mayor resistencia.

pretensadas se puede utilizar la siguiente expresión alternativa:

$$\ell_d \geq \frac{102 f_{pbt} d_b}{f_c'} + \frac{163 (f_{ps} - f_{pe})(d_b)}{f_c'} + 254 \quad (5.11.4.2-2)$$

donde:

d_b = diámetro nominal del cable (mm)

f_{pbt} = tensión en el acero de pretensado inmediatamente antes de la transferencia como se especifica en la Tabla 5.9.3-1 (MPa)

f_{pe} = tensión efectiva en el acero de pretensado luego de las pérdidas (MPa)

f_{ps} = tensión media en la armadura pretensada en el momento para el cual se requiere la resistencia nominal del elemento (MPa)

f_c' = resistencia a la compresión especificada del hormigón a 28 días (MPa)

Para cualquier cable de cualquier viga debajo de la cual se hayan colado 305 mm o más de hormigón, en la Ecuación 2 se deberá agregar un factor de amplificación igual a 1,3.

5.11.4.3 Cables Parcialmente Desadheridos

Si una o más porciones de un cable de pretensado no son adherentes y si existe tracción en la zona de tracción precomprimida, la longitud de anclaje, medida desde el extremo de la zona desadherida, se deberá determinar utilizando la Ecuación 5.11.4.2-1 con un valor de $\kappa = 2,0$.

El número de cables parcialmente desadheridos no debería ser mayor que 25 por ciento del número total de cables.

En ninguna fila horizontal el número de cables desadheridos deberá ser mayor que 40 por ciento de los cables en dicha fila.

En todos los cables la longitud desadherida deberá ser tal que se satisfagan todos los estados límites con consideración de la resistencia total desarrollada en cualquier sección investigada. El número de cables desadheridos que se interrumpen en una misma sección no deberá ser mayor que 40 por ciento del número total de cables desadheridos ni mayor que cuatro cables.

Los cables desadheridos se deberán distribuir simétricamente respecto del eje del elemento. Las

C5.11.4.3

Ensayos realizados por el Departamento de Transporte del Estado de Florida (*Shahawy, Robinson y Batchelor* 1993) indican que la resistencia anclada de los cables es uno de los factores que más contribuye a la resistencia al corte de las zonas de los extremos de las vigas de hormigón pretensado. El límite de 25 por ciento recomendado se obtuvo en base a dichos ensayos. Se halló que la capacidad de corte era inadecuada en vigas a escala real en las cuales el 40 por ciento de los cables estaban desadheridos.

Algunos estados han tenido éxito con porcentajes más elevados de cables parcialmente desadheridos. Siempre se deberían considerar las prácticas que resultaron exitosas en el pasado, pero la resistencia al corte en la región se debe investigar cuidadosamente considerando en forma debida

longitudes desadheridas de pares de cables ubicados simétricamente respecto del eje del elemento deberán ser iguales.

Los cables exteriores de cada fila horizontal deberán ser totalmente adherentes.

la reducción de la fuerza horizontal disponible al considerar el diagrama de cuerpo libre de la Figura C5.8.3.5-1 y todas las demás determinaciones de capacidad de corte según cualquiera de los requisitos de esta sección.

En diferentes instituciones se han realizado investigaciones que confirman el hecho de que los cables de pretensado que están parcialmente desadheridos tienen una mayor longitud de anclaje.

5.11.5 Empalme de las Barras de Armadura

5.11.5.1 Detalles de Armado

La documentación técnica deberá indicar los tipos, dimensiones y ubicaciones admisibles para los empalmes de las barras de armadura, incluyendo sus desfases o alternancias.

5.11.5.2 Requisitos Generales

5.11.5.2.1 *Empalmes Solapados*

Las longitudes de solape de los empalmes solapados de barras individuales deberán ser como se especifica en los Artículos 5.11.5.3.1 y 5.11.5.5.1.

Dentro de un paquete de barras los empalmes solapados deberán ser como se especifica en el Artículo 5.11.2.3. Los empalmes de barras individuales dentro de un paquete no se deberán superponer. No se deberán empalmar paquetes enteros mediante empalmes solapados.

Para las armaduras solicitadas a tracción, no se deberán utilizar empalmes solapados si las barras son mayores que No. 36.

En los elementos solicitados a flexión, las barras empalmadas mediante empalmes solapados sin contacto no deberán estar separadas transversalmente más de un quinto de la longitud de empalme requerida ó 150 mm.

5.11.5.2.2 *Conexiones Mecánicas*

La resistencia de una conexión totalmente mecánica no deberá ser menor que 125 por ciento de la tensión de fluencia especificada de la barra en tracción o compresión, según corresponda. El resbalamiento total de la barra dentro de la camisa de empalme del conector luego de cargar en tracción hasta 207 MPa y relajar hasta 20 MPa no deberá ser mayor que los siguientes desplazamientos medidos entre puntos de medición ubicados fuera de la camisa de empalme:

- Para tamaños de barra hasta No. 43 0,25 mm

C5.11.5.2.2

El criterio de tensión versus resbalamiento fue desarrollado por el Departamento de Transporte del Estado de California.

Los tipos de conectores mecánicos que se utilizan en la actualidad incluyen los conectores tipo camisa roscada, los conectores tipo camisa metálica y relleno, y los conectores tipo camisa estampada en frío, muchos de los cuales son dispositivos propietarios o patentados que se pueden adquirir en el mercado. Si se han de utilizar conectores propietarios o patentados la documentación técnica debería incluir un procedimiento para su ensayo y aprobación.

- Para barras No. 57 0,75 mm
- ACI 439.3R (1991) contiene información básica sobre diferentes dispositivos mecánicos propietarios.

5.11.5.2.3 *Empalmes Soldados*

Las soldaduras de los empalmes soldados deberán satisfacer la edición vigente de la norma *Structural Welding Code – Reinforcing Steel* de la AWS (D1.4).
Los empalmes totalmente soldados deberán desarrollar, en tracción, al menos 125 por ciento de la tensión de fluencia especificada de la barra.
No se deberán usar empalmes soldados en los tableros.

C5.11.5.2.3

Se eliminó el requisito que limitaba los empalmes totalmente soldados exclusivamente al caso de barras soldadas por contacto a tope que especificaban las ediciones anteriores de las Especificaciones Estándares. Se desconoce el propósito de este requisito, pero es posible que haya sido una consecuencia indirecta de las preocupaciones sobre la fatiga de otros tipos de empalmes soldados. Se debe observar que este artículo exige que todas las soldaduras utilizadas para empalmar barras de armadura satisfagan la edición vigente del Código AWS, y que este Código limita los empalmes solapados a barras No. 19 y menores.

5.11.5.3 **Empalme de la Armadura Solicitada a Tracción**

C5.11.5.3

La longitud de desarrollo en tracción, ℓ_d , utilizada como base para calcular las longitudes de empalme debería incluir todos los factores de modificación especificados en el Artículo 5.11.2.

5.11.5.3.1 *Empalmes Solapados Solicitados a Tracción*

La longitud de solape de los empalmes solapados traccionados no deberá ser mayor que 300 mm o los siguientes valores, según se trate de empalmes Clase A, Clase B o Clase C:

- Empalmes Clase A 1,0 ℓ_d
- Empalmes Clase B 1,3 ℓ_d
- Empalmes Clase C 1,7 ℓ_d

La longitud de anclaje en tracción, ℓ_d , para la tensión de fluencia especificada se deberá tomar de acuerdo con el Artículo 5.11.2.
La clase de empalme solapado requerido para las barras conformadas y el alambre conformado en tracción será como se especifica en la Tabla 1.

Tabla 5.11.5.3.1-1 – Clases de empalmes solapados en tracción

Relación (A_s provista) (A_s requerida)	Porcentaje de A_s empalmado con la longitud de solape requerida		
	50	75	100
≥ 2	A	A	B
< 2	B	C	C

5.11.5.3.2 Conexiones Mecánicas o Empalmes Soldados Solicitados a Tracción

Las conexiones mecánicas o empalmes soldados solicitados a tracción que se utilizan donde el área de armadura provista es menor que dos veces la requerida deberán satisfacer los requisitos correspondientes a conexiones totalmente mecánicas o empalmes totalmente soldados.

Las conexiones mecánicas o empalmes soldados que se utilizan donde el área de armadura provista es como mínimo dos veces la requerida por el análisis y cuando los empalmes están desfasados al menos 600 mm se pueden diseñar para que desarrollen como mínimo dos veces la sollicitación de tracción que se desarrolla en la barra en la sección o bien un medio de la mínima tensión de fluencia especificada de la armadura.

5.11.5.4 Empalmes en Tirantes Traccionados

Las armaduras de los tirantes traccionados sólo se deberán empalmar mediante empalmes totalmente soldados o conexiones totalmente mecánicas. Los empalmes en barras adyacentes se deberán desfasar como mínimo 750 mm.

5.11.5.5 Empalmes en las Barras Solicitadas a Compresión

5.11.5.5.1 Empalmes Solapados Solicitados a Compresión

La longitud de solape, ℓ_c , para los empalmes solapados

C5.11.5.3.2

Para determinar la sollicitación de tracción que se desarrolla en cada sección, se puede considerar que la armadura empalmada resiste la resistencia especificada del empalme. Se puede considerar que la armadura no empalmada resiste la fracción de f_y definida por el cociente entre la longitud de anclaje real más corta y la longitud de anclaje, ℓ_d , requerida para desarrollar la tensión de fluencia especificada, f_y .

C5.11.5.4

Se asume que un tirante traccionado tiene:

- Una fuerza de tracción axial suficiente para crear tracción en toda la sección transversal, y
- Un nivel de tensión en la armadura tal que todas las barras son plenamente efectivas.

Son ejemplos de elementos que se pueden clasificar como tirantes traccionados los tirantes de arcos, los suspensores que llevan carga a una estructura superior y los componentes traccionados principales de un reticulado.

C5.11.5.5.1

comprimidos no deberá ser menor que 300 mm o como se especifica a continuación:

- Si $f_y \leq 420$ MPa entonces:

$$\ell_c = 0,073 m f_y d_b, \quad (5.11.5.5.1-1)$$

o bien

- Si $f_y > 420$ MPa entonces:

$$\ell_c = m (0,13 f_y - 24,0) d_b \quad (5.11.5.5.1-2)$$

siendo:

- Si la resistencia especificada del hormigón, f'_c , es menor que 21 MPa $m = 1,33$
- Si los estribos a lo largo del empalme tienen un área efectiva no menor que 0,15 por ciento del producto entre el espesor del elemento comprimido y la separación entre zunchos $m = 0,83$
- Con espirales $m = 0,75$
- En todos los demás casos $m = 1,0$

El área efectiva de los estribos es el área de las ramas perpendiculares al espesor del componente, vista en corte transversal.

donde:

f_y = tensión de fluencia especificada de las barras de armadura (MPa)

d_b = diámetro de la barra (mm)

Si se empalman barras comprimidas de diferentes tamaños mediante empalmes solapados, la longitud de empalme no deberá ser menor que la longitud de anclaje de la barra de mayor tamaño ni que la longitud de empalme de la barra más pequeña. Las barras No. 43 y No. 57 se pueden empalmar por solape con barras No. 36 y menores.

5.11.5.5.2 Conexiones Mecánicas o Empalmes Soldados Solicitados a Compresión

Las conexiones mecánicas o empalmes soldados que se utilizan en compresión deberán satisfacer los requisitos para conexiones totalmente mecánicas o empalmes totalmente soldados según se especifica en los Artículos 5.11.5.2.2 y 5.11.5.2.3, respectivamente.

5.11.5.5.3 Empalmes por Contacto a Tope

En las barras que sólo se requieren para compresión, la fuerza de compresión se puede transmitir manteniendo los extremos cortados a tope en contacto concéntrico mediante un dispositivo adecuado. Los empalmes por contacto a tope sólo se deberán utilizar en elementos confinados por medio de zunchos, estribos cerrados o espirales.

Los empalmes por contacto a tope se deberán desfasar, o bien se deberán proveer barras continuas en las ubicaciones de los empalmes. La resistencia a la tracción mayorada de las barras continuas en cada cara del elemento no deberá ser menor que $0,25f_y$ por el área de la armadura en dicha cara.

5.11.6 Empalme de las Mallas de Alambre Soldadas

5.11.6.1 Empalmes de las Mallas Soldadas de Alambre Conformado Solicitadas a Tracción

Si hay alambres transversales dentro de la longitud de solape, medida entre los extremos de cada malla, la longitud de empalme de los empalmes solapados de las mallas soldadas de alambre conformado no deberá ser menor que $1,3\ell_{hd}$ ó 200 mm. El solape medido entre los alambres más externos de cada malla no deberá ser menor que 50 mm.

Si no hay alambres transversales dentro de la longitud de solape, los empalmes solapados de las mallas soldadas de alambre conformado se deberán determinar como para el caso de alambre conformado de acuerdo con los requisitos del Artículo 5.11.5.3.1.

5.11.6.2 Empalme de las Mallas Soldadas de Alambre Liso Solicitadas a Tracción

Si el área de la armadura provista es menor que dos veces la requerida en la ubicación del empalme, la longitud de solape medida entre los alambres transversales más externos de cada malla no deberá ser menor que:

- La suma de una separación entre alambres transversales más 50 mm,
- $1,5 \ell_d$, ó
- 150 mm

donde:

ℓ_d = longitud de anclaje especificada en el Artículo 5.11.2 (mm)

Si el área de la armadura provista es mayor o igual que dos veces la requerida en la ubicación del empalme, la longitud de solape medida entre los alambres transversales más externos de cada malla no deberá ser menor que $1,5 \ell_d$ ó 50 mm.

5.12 DURABILIDAD

5.12.1 Requisitos Generales

Las estructuras de hormigón se deberán diseñar de manera que protejan el acero de las armaduras y de pretensado contra la corrosión durante la totalidad de la vida de servicio de la estructura.

La documentación técnica deberá indicar los requisitos especiales que pudieran ser necesarios para proveer durabilidad. Se deberán identificar las porciones de la estructura en las cuales:

- Se requiere hormigón con incorporación de aire,
- Se requieren armaduras galvanizadas o recubiertas con resina epoxi,
- Se requieren hormigones con aditivos especiales,
- Se anticipa que el hormigón estará expuesto al agua de mar y/o a suelos o aguas sulfatadas, y
- Se requieren procedimientos de curado especiales.

Las medidas de protección para lograr durabilidad deberán satisfacer los requisitos especificados en el Artículo 2.5.2.1.

C5.12.1

Las consideraciones de diseño que tienen por objetivo lograr mayor durabilidad incluyen la calidad del hormigón, el uso de recubrimientos protectores, el mínimo recubrimiento de hormigón, la distribución y el tamaño de las armaduras, los detalles de armado y los anchos de fisura. En el Informe del Comité ACI 222 (ACI 1987) y en el trabajo de Posten et al. (1987) el lector encontrará más lineamientos sobre este tema.

El principal objetivo de estas Especificaciones en relación con la durabilidad es prevenir la corrosión del acero de las armaduras. La norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications* contiene requisitos sobre incorporación de aire en el hormigón y algunos procedimientos constructivos especiales para el hormigón expuesto a aguas salobres o sulfatadas. En caso que las condiciones locales sean inusuales, la documentación técnica debería aumentar los requisitos para proveer durabilidad.

Los factores críticos que contribuyen a la durabilidad de las estructuras de hormigón son:

- El adecuado recubrimiento de hormigón sobre las armaduras,
- El uso de combinaciones cemento-agregados no reactivas,
- Una buena compactación del hormigón,
- Un adecuado contenido de cemento,
- Una baja relación agua-cemento, y
- Un buen curado, preferentemente con agua.

Generalmente se recomienda incorporar aire cuando, debido a la ubicación y condiciones de exposición del sitio de emplazamiento, se anticipan 20 o más ciclos de congelamiento y deshielo por año. Los tableros y barandas son los elementos más vulnerables, mientras que la acción de los ciclos de congelamiento y deshielo rara vez daña las

zapatas y otros elementos enterrados.

Los suelos o aguas sulfatados contienen elevados niveles de sulfatos de sodio, potasio, calcio o magnesio. El agua salada, la presencia de más de 0,1 por ciento de sulfatos solubles en agua en el suelo, o más de 150 ppm de sulfatos en el agua justifican el uso de los procedimientos constructivos especiales requeridos por la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*. Estos requisitos incluyen evitar construir juntas entre los niveles de aguas bajas y el nivel superior de la acción del oleaje. Para contenidos de sulfato superiores a 0,2 por ciento en suelo ó 1500 ppm en agua se justifica el uso de hormigones especiales. ACI 201 o el *Manual del Hormigón* (1981) contienen más información sobre este tema.

5.12.2 Agregados Reactivos - Reacción Álcali-Sílice

La documentación técnica deberá prohibir el uso de agregados provenientes de fuentes excesivamente reactivas.

Si se utilizan agregados de reactividad limitada, la documentación técnica deberá exigir ya sea el uso de cementos con bajo contenido de álcalis o bien una mezcla de cemento regular y materiales puzolánicos, siempre que se haya comprobado que su uso con los agregados propuestos produce hormigón de una durabilidad satisfactoria.

C5.12.2

En todas partes del mundo hay agregados que participan fuertemente en la reacción álcali-sílice. En los Estados Unidos la mayoría se encuentran en las regiones Oeste y Centro Oeste. En la mayoría de los estados los organismos públicos han identificado fuentes de agregados reactivos. En caso de duda, el Diseñador debería investigar esta posibilidad.

En general la reactividad excesiva se determina mediante ensayos (ASTM C 227) que se realizan sobre los agregados antes de su uso. Aunque la línea divisoria entre las combinaciones no reactivas y las combinaciones reactivas no está claramente definida, en general se considera que una expansión en un ensayo realizado de acuerdo con ASTM C 227 es excesiva si es mayor que 0,05 por ciento a los tres meses ó 0,10 por ciento a los seis meses. Una expansión superior a 0,05 por ciento a los tres meses no se debería considerar excesiva si la expansión a los seis meses permanece por debajo de 0,10 por ciento. Sólo se deben considerar datos obtenidos del ensayo a tres meses si no hay resultados de ensayos a seis meses disponibles.

Una referencia a la norma *AASHTO LRFD Material Specification for Aggregate*, M 80, no prohíbe específicamente el uso de agregados reactivos como M 80. Sólo exige el uso de cementos con bajo contenido de álcalis o aditivos.

La norma ACI 201.2R contiene más lineamientos sobre este tema.

5.12.3 Recubrimiento de Hormigón

A menos que aquí o en el Artículo 5.12.4 se especifique lo contrario, el recubrimiento para el acero de pretensado y las armaduras no protegidas no deberá ser menor que el especificado en la Tabla 1, modificado para considerar la

C5.12.3

El factor de modificación del recubrimiento de hormigón que se utiliza en combinación con la Tabla 1 reconoce la menor permeabilidad asociada con una menor relación agua-cemento.

relación agua-cemento.

La documentación técnica deberá indicar el recubrimiento de hormigón y las tolerancias de colocación.

Para los cables de pretensado, accesorios de anclaje y conexiones mecánicas para barras de armadura o cables de postesado, el recubrimiento deberá ser igual que para las armaduras no pretensadas.

El recubrimiento de las vainas metálicas para tendones de postesado no deberá ser menor que:

- El valor especificado para el acero de las armaduras principales,
- Un medio del diámetro de la vaina, o
- El valor especificado en la Tabla 1.

Para los tableros expuestos al tránsito de vehículos con neumáticos antideslizantes con clavos o cadenas, se deberá disponer recubrimiento adicional para compensar la pérdida de profundidad que se anticipa provocará la abrasión, como se especifica en el Artículo 2.5.2.4.

Los factores de modificación según la relación W/C serán los siguientes:

- Para $W/C \leq 0,40$ 0,8
- Para $W/C \geq 0,50$ 1,2

El recubrimiento mínimo sobre las barras principales, incluyendo las barras protegidas con un recubrimiento de resina epoxi, deberá ser de 25 mm.

El recubrimiento sobre zunchos y estribos puede ser 12 mm menor que los valores especificados para las barras principales en la Tabla 1, pero nunca deberá ser menor que 25 mm.

El recubrimiento mínimo es necesario para lograr durabilidad e impedir el descantillado que provocan las tensiones de adherencia, además de permitir una tolerancia para la colocación.

Tabla 5.12.3-1 – Recubrimiento para las armaduras principales no protegidas (mm)

SITUACIÓN	RECUBRIMIENTO (mm)
Exposición directa al agua salada	100
Hormigonado contra el suelo	75
Ubicaciones costeras	75
Exposición a sales anticongelantes	60
Superficies de tableros con tránsito de neumáticos con clavos o cadenas	60
Otras situaciones exteriores	50
Otras situaciones interiores	
• Hasta barras No. 36	40
• Barras No. 43 y No. 57	50
Fondo de losas hormigonadas in situ	
• Hasta barras No. 36	25
• Barras No. 43 y No. 57	50
Encofrados inferiores para paneles prefabricados	20
Pilotes prefabricados de hormigón armado	
• Ambientes no corrosivos	50
• Ambientes corrosivos	75
Pilotes prefabricados de hormigón pretensado	50
Pilares hormigonados in situ	
• Ambientes no corrosivos	50
• Ambientes corrosivos	
- En general	75
- Armadura protegida	75
• Cáscaras	50
• Hormigón colocado con lodo bentonítico, hormigón colocado por el sistema tremie o construcción con lechada	75

5.12.4 Recubrimientos Protectores

Se puede proveer protección contra la corrosión inducida por el cloro utilizando un recubrimiento de resina epoxi o galvanizando el acero de las armaduras, vainas de postesado y accesorios de anclaje, y recubriendo con resina epoxi los cables de pretensado. Para el acero con recubrimiento epoxi el recubrimiento de hormigón puede ser como se indica en la Tabla 5.12.3-1 para situaciones interiores.

C5.12.4

La sección correspondiente a materiales de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications* contiene especificaciones para determinar si un recubrimiento epoxi es aceptable.

5.12.5 Protección de los Tendones de Pretensado

Las vainas para los tendones de postesado internos, diseñadas para proveer resistencia por adherencia, se deberán llenar con mortero luego del tesado. Los demás tendones se deberán proteger permanentemente contra la corrosión, y los detalles de la protección se deberán indicar en la documentación técnica.

C5.12.5

En ciertos casos, como por ejemplo la unión de elementos longitudinales pretensados mediante postesado transversal, la integridad de la estructura no depende de la resistencia por adherencia de los tendones, sino que depende del confinamiento logrado por los elementos que proveen el pretensado. Es más fácil inspeccionar y reemplazar los tendones no adherentes, uno por uno, en caso de ser necesario.

Se ha logrado proteger exitosamente los tendones externos ubicados en tubos metálicos o de polietileno utilizando mortero de cemento. También se ha logrado una protección exitosa utilizando grasas densas u otros medios anticorrosivos en casos en los cuales se prevé un futuro reemplazo. Las regiones de anclaje de los tendones se deberían proteger mediante encapsulado u otros medios adecuados. Este es un tema crítico para los tendones no adherentes, ya que cualquier falla del anclaje puede liberar todo el tendón.

5.13 SISTEMAS O ELEMENTOS ESTRUCTURALES

5.13.1 Losas de Tablero

Para las losas de tablero los requisitos adicionales a los especificados en la Sección 5 serán como se especifica en la Sección 9.

5.13.2 Diafragmas, Vigas de Gran Altura, Ménsulas, Cartelas y Resaltos Horizontales Tipo Viga

5.13.2.1 Requisitos Generales

Los diafragmas, ménsulas, cartelas, resaltos horizontales tipo viga y otros elementos de gran altura solicitados principalmente a corte y torsión y cuya altura es grande en relación con su longitud se deberán diseñar como aquí se especifica.

Las vigas de gran altura se deberán analizar y diseñar ya sea mediante el modelo de bielas y tirantes, especificado en el Artículo 5.6.3, o bien aplicando otra teoría reconocida.

5.13.2.2 Diafragmas

A menos que se especifique lo contrario, se deberán proveer diafragmas en los estribos, pilas y uniones

C5.13.2.1

Si la altura de un elemento es grande en relación con su longitud de tramo se puede utilizar la definición de elemento de gran altura indicada en el Artículo 5.2.

Como se observa en el Comentario del Artículo 5.6.3, el método de diseño por secciones no es válido para algunos elementos de gran altura; por lo tanto, estos elementos se deberían diseñar mediante un modelo de bielas y tirantes.

En el Artículo 11.8 de la norma ACI 318 el lector encontrará otra teoría reconocida para el diseño de estos elementos.

C5.13.2.2

En ciertos tipos de construcciones, los diafragmas extremos se pueden reemplazar por una viga de borde o

articuladas para resistir las fuerzas laterales y transmitir las cargas a los puntos de apoyo.

Se pueden utilizar diafragmas intermedios entre vigas en sistemas curvos o cuando sea necesario proveer resistencia torsional y para soportar el tablero en puntos de discontinuidad o en los puntos de quiebre de las vigas.

Para las vigas cajón ensanchadas y para las vigas cajón curvas con radio interior menor que 240.000 mm se deberán utilizar diafragmas intermedios.

Se pueden omitir los diafragmas si mediante ensayos o análisis estructurales se demuestra que no son necesarios.

Cuando corresponda, los diafragmas se deberán diseñar mediante el método de bielas y tirantes.

En los puentes con diafragmas postesados, los tendones de los diafragmas deben estar unidos efectivamente a los diafragmas mediante armadura no pretensada adherente, de manera que resistan las fuerzas de los tendones en las esquinas de las aberturas de los diafragmas.

una faja de losa de mayor resistencia diseñada para actuar como marco vertical con los extremos de las vigas. Estos tipos son las vigas I y doble Te de baja altura. Estos marcos se deberían diseñar para las cargas de ruedas.

Los diafragmas deberían ser esencialmente macizos, excepto en donde se requieran aberturas para acceso y paso de tuberías e instalaciones de servicio.

En los puentes curvos la necesidad de disponer diafragmas y la separación entre los mismos dependen del radio de curvatura y de las proporciones de las almas y alas.

La Figura C1 ilustra la aplicación del modelo de bielas y tirantes para analizar las fuerzas en un diafragma interior pretensado de un puente tipo viga cajón.

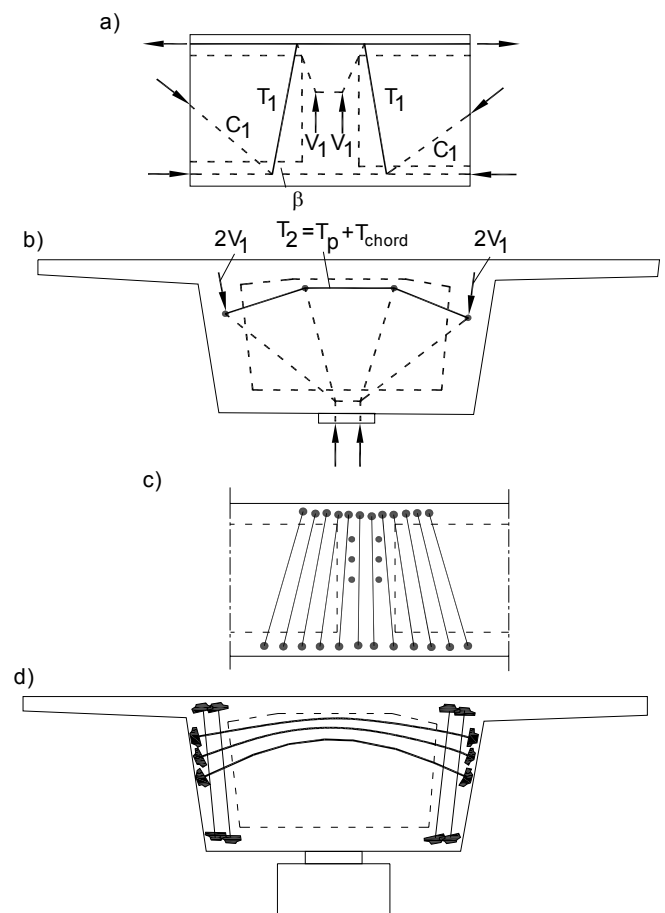


Figura C5.13.2.2-1 – Diafragma de un puente tipo viga cajón: a) Regiones perturbadas y modelo del alma cerca del diafragma; b) Diafragma y modelo; c) y d) Pretensado del alma y del diafragma (Schlaich *et al.*, 1987)

5.13.2.3 Detalles de Armado para las Vigas de Gran Altura

La resistencia a la tracción mayorada, N_R , en N, de un

C5.13.2.3

La Figura C1 ilustra una aplicación del modelo de

par transversal de barras de armadura deberá satisfacer:

$$N_R = \phi f_y A_s \geq 0,83 b_v s \quad (5.13.2.3.1)$$

donde:

b_v = ancho del alma (mm)

f_y = tensión de fluencia del acero de las armaduras (MPa)

A_s = área de acero en una distancia s (mm²)

ϕ = factor de resistencia especificado en el Artículo 5.5.2

s = separación de las armaduras (mm)

La separación de la armadura transversal, s , no deberá ser mayor que $d/4$ ó 300 mm.

Se deberán distribuir barras longitudinales adherentes uniformemente en cada cara de los elementos verticales de a pares. La resistencia a la tracción de un par de armaduras adherentes no deberá ser menor que el valor especificado por la Ecuación 1. La separación vertical entre cada par de armaduras, s , no deberá ser mayor que $d/3$ ó 300 mm. En los elementos cuyo ancho es menor que 250 mm en lugar de un par de barras longitudinales se puede utilizar una única barra que posea la resistencia a la tracción requerida.

5.13.2.4 Ménsulas y Cartelas

5.13.2.4.1 Requisitos Generales

Los elementos en los cuales a_v , según se ilustra en la Figura 1, es menor que d se deberán considerar ménsulas o cartelas. Si a_v es mayor que d el elemento se deberá diseñar como una viga en voladizo.

bielas y tirantes para el análisis de vigas de gran altura.

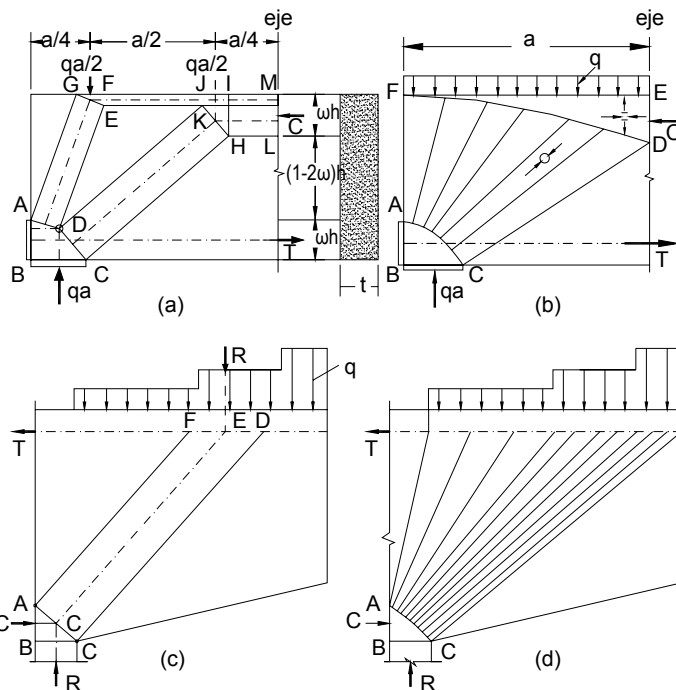
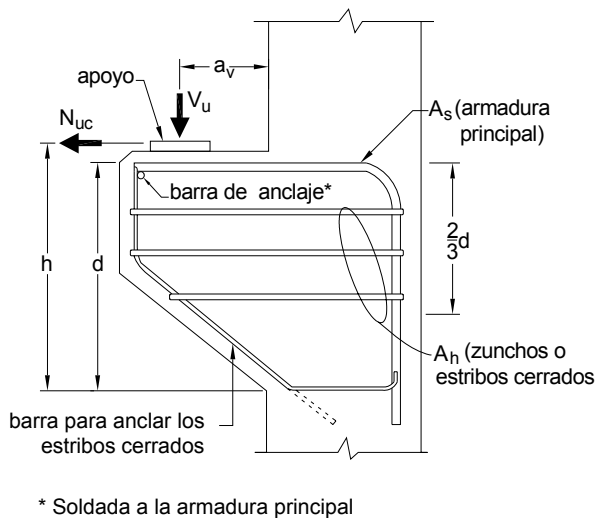


Figura C5.13.2.3-1 – Comportamiento en abanico: a) Modelo de bielas y tirantes para una viga de gran altura cargada uniformemente; b) Campo de tensiones en forma de abanico; c) Sistema de bielas y tirantes para una única carga equivalente R que reemplaza la carga distribuida q ; d) Abanico continuo desarrollado a partir de una biela discreta.

C5.13.2.4.1

La Figura C1 ilustra la aplicación de modelos de bielas y tirantes para el análisis de ménsulas y cartelas.

**Figura 5.13.2.4.1-1 – Simbología**

La sección en la cara del apoyo se deberá diseñar para resistir simultáneamente una fuerza de corte mayorada V_u , un momento mayorado

$$M_u = V_u a_v + N_{uc} (h - d) \quad (5.13.2.4.1-1)$$

y una fuerza de tracción horizontal mayorada concurrente N_{uc} . A menos que se tomen recaudos especiales para impedir que se desarrolle la fuerza de tracción N_{uc} , esta fuerza no se deberá tomar menor que $0,2V_u$. N_{uc} se deberá considerar como una sobrecarga viva, aún cuando sea el resultado de la fluencia lenta, contracción o cambio de temperatura.

La cuantía de acero A_s/bd en la cara del apoyo no deberá ser menor que $0,04f'_c/f_y$, donde d se mide en la cara del apoyo.

El área total, A_h , de los zunchos o estribos cerrados no deberá ser menor que 50 por ciento de la sección A_s de la armadura principal de tracción. Deberá haber estribos o zunchos uniformemente distribuidos en los dos tercios de la altura efectiva adyacentes a la armadura principal de tracción.

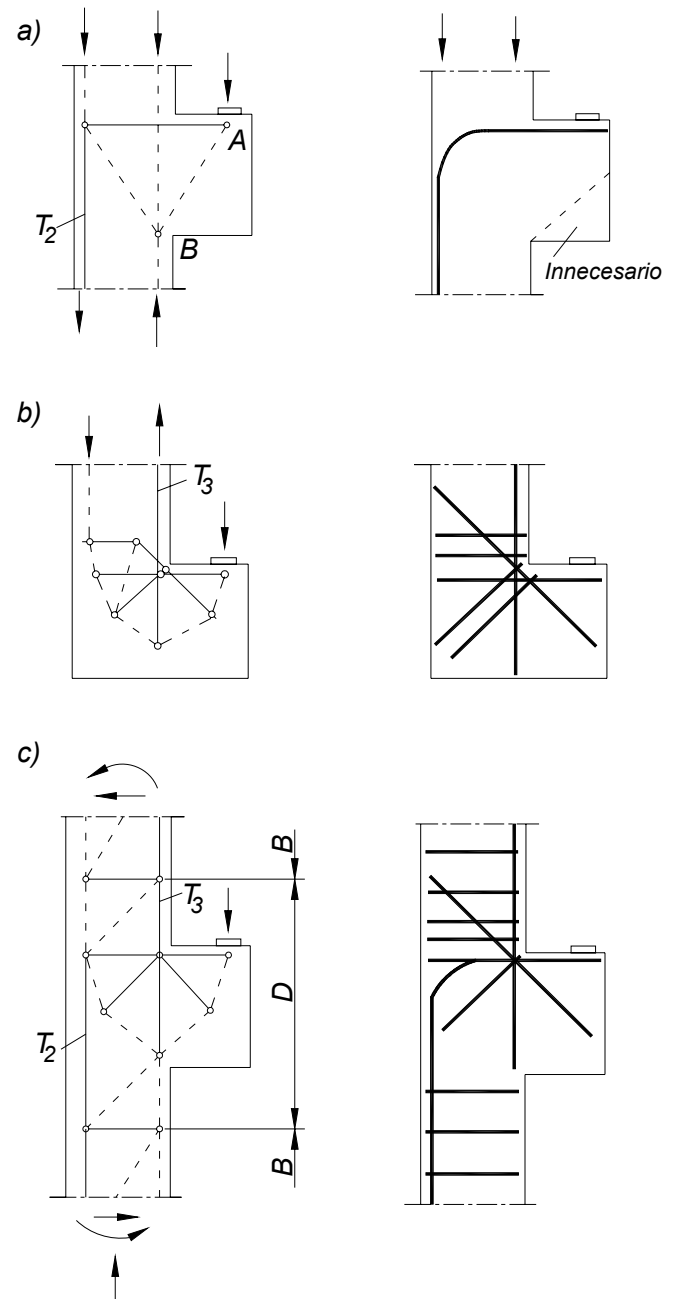


Figura C5.13.2.4.1-1 – Diferentes condiciones de apoyo que conducen a diferentes modelos de bielas y tirantes y diferentes disposiciones de armadura en las cartelas y resaltos horizontales tipo viga (Schlaich et al. 1987)

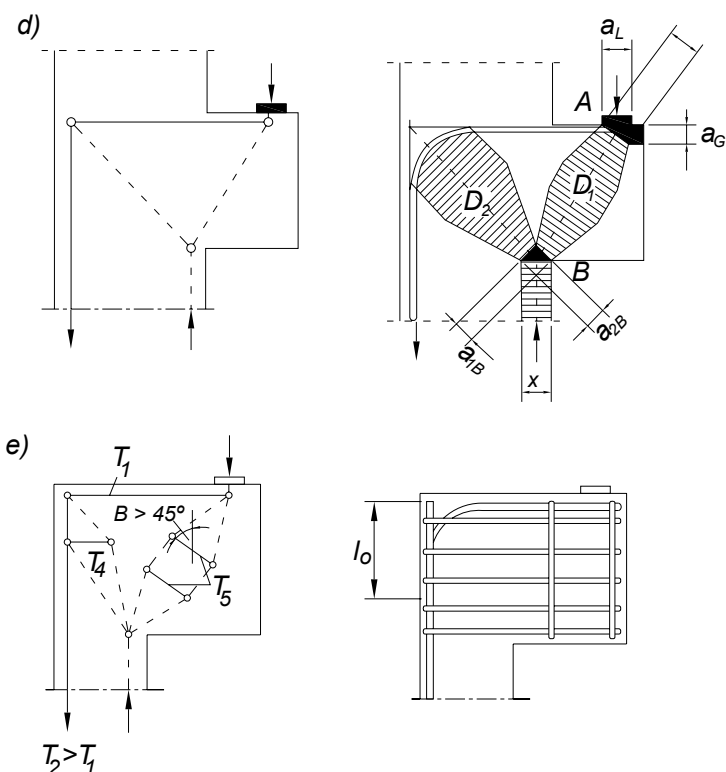


Figura C5.13.2.4.1-1 (Cont.) – Diferentes condiciones de apoyo que conducen a diferentes modelos de bielas y tirantes y diferentes disposiciones de armadura en las cartelas y resaltos horizontales tipo viga (*Schlaich et al. 1987*)

En la cara frontal de una ménsula o cartela, la armadura principal de tracción se deberá anclar para desarrollar la tensión de fluencia especificada, f_y .

El área de apoyo en una ménsula o cartela no se deberá proyectar más allá de la porción recta de las barras de la armadura principal de tracción ni más allá de la cara interior de cualquier barra de anclaje transversal.

La profundidad en el borde exterior de la superficie de apoyo no deberá ser menor que la mitad de la profundidad en la cara del apoyo.

Los anclajes para desarrollar la armadura pueden incluir:

- Una soldadura estructural a una barra transversal como mínimo de igual tamaño,
- Doblar las barras principales hacia abajo de manera de formar un aro continuo, o
- Algún otro medio de anclaje positivo.

5.13.2.4.2 Alternativa al Modelo de Bielas y Tirantes

En las ménsulas y cartelas la sección correspondiente a

la cara del apoyo se puede diseñar ya sea de acuerdo con el modelo de bielas y tirantes especificado en el Artículo 5.6.3 o bien utilizando los requisitos del Artículo 5.13.2.4.1 con las siguientes excepciones:

- El diseño de la armadura de corte por fricción, A_{vf} , para resistir la fuerza de corte mayorada, V_u , deberá ser como se especifica en el artículo 5.8.4, salvo que

Para el hormigón de densidad normal, la resistencia nominal al corte, V_n , deberá satisfacer:

$$V_n = 0,2 f'_c b_w d_e, y \quad (5.13.2.4.2-1)$$

$$V_n = 5,5 b_w d_e \quad (5.13.2.4.2-2)$$

Para todos los hormigones de baja densidad y hormigones de agregados livianos y arena, la resistencia nominal al corte, V_n , deberá satisfacer:

$$V_n = (0,2 - 0,07 a_v / d) f'_c b_w d_e, y \quad (5.13.2.4.2-3)$$

$$V_n = (5,5 - 1,9 a_v / d_e) b_w d \quad (5.13.2.4.2-4)$$

- La armadura, A_s , para resistir las solicitaciones mayoradas se deberá determinar como para los elementos normales solicitados a flexión y carga axial.
- El área de la armadura principal de tracción, A_s , deberá satisfacer:

$$A_s \geq \frac{2A_{vf}}{3} + A_n, y \quad (5.13.2.4.2-5)$$

- El área de los zunchos o estribos cerrados colocados en una distancia igual a $2d_e/3$ a partir de la armadura principal deberá satisfacer:

$$A_h \geq 0,5 (A_s - A_n) \quad (5.13.2.4.2-6)$$

siendo:

$$A_n \geq N_{uc} / \phi f_y \quad (5.13.2.4.2-7)$$

donde:

b_w = ancho de alma (mm)

d_e = profundidad del centro de gravedad del acero (mm)

A_{vf} = área del acero para corte por fricción (mm^2)

5.13.2.5 Resaltos Horizontales Tipo Viga

5.13.2.5.1 Requisitos Generales

Como se ilustra en la Figura 1, los resaltos horizontales tipo viga deberán resistir:

- Flexión, corte y fuerzas horizontales en la ubicación de la Fisura 1;
- Fuerza de tracción en el elemento de apoyo en la ubicación de la Fisura 2;
- Punzonado en los puntos de carga en la ubicación de la Fisura 3; y
- Fuerza de apoyo en la ubicación de la Fisura 4.

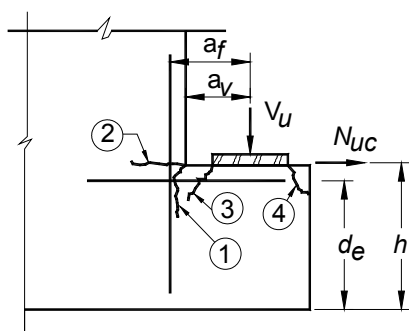


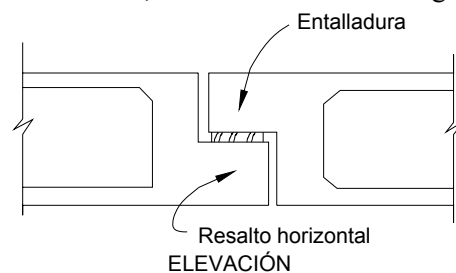
Figura 5.13.2.5.1-1 – Simbología y ubicación de las potenciales fisuras para los resaltos horizontales tipo viga

Los resaltos horizontales se pueden diseñar ya sea de acuerdo con el modelo de bielas y tirantes o bien utilizando los requisitos de los Artículos 5.13.2.5.2 a 5.13.2.5.5. Las barras ilustradas en las Figuras 5.13.2.5.2-1 a 5.13.2.5.5-2 deberán estar correctamente ancladas de acuerdo con el Artículo 5.11.1.1.

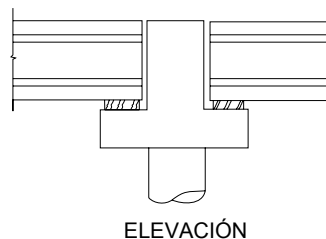
C5.13.2.5.1

Los resaltos horizontales tipo viga se diferencian de las ménsulas y cartelas en que su ancho a lo largo de la cara del elemento de apoyo es mayor que $(W + 5a_f)$, como se ilustra en la Figura 5.13.2.5.3-1. Además, los resaltos horizontales están unidos al elemento que los soporta principalmente por medio de tirantes traccionados, mientras que las cartelas utilizan una biela comprimida que penetra directamente hacia el interior del elemento que las soporta. En general, los resaltos horizontales tipo viga son continuos entre los puntos de aplicación de las fuerzas de apoyo. Las entalladuras se deberían considerar como resaltos horizontales invertidos.

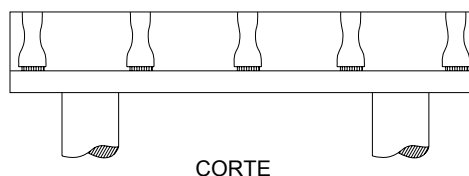
Los ejemplos de resaltos tipo viga incluyen las articulaciones dentro de los tramos y los cabezales en forma de Te invertida, como se ilustra en la Figura C1.



ARTICULACIÓN



ELEVACIÓN



CORTE

VIGA Te INVERTIDA

Figura C5.13.2.5.1-1 – Ejemplos de resaltos horizontales tipo viga

5.13.2.5.2 Diseño al Corte

El diseño al corte de los resaltos horizontales tipo viga se deberá realizar de acuerdo con los requisitos para corte por fricción especificados en el Artículo 5.8.4.

El ancho de la cara de hormigón que se asume participa en la resistencia al corte no deberá ser mayor que S , $(W + 4a_v)$ ó $2c$, como se ilustra en la Figura 1.

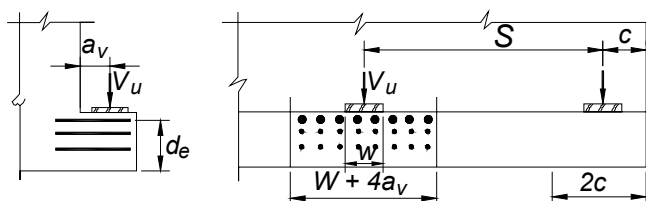


Figura 5.13.2.5.2-1 – Diseño al corte de los resaltos horizontales

5.13.2.5.3 Diseño para Flexión y Fuerza Horizontal

El área total de la armadura principal de tracción, A_s , deberá satisfacer los requisitos del Artículo 5.13.2.4.2.

La armadura principal de tracción deberá estar uniformemente separada dentro de la región $(W + 5a_f)$ ó $2c$, como se ilustra en la Figura 1, excepto que los anchos de estas regiones no se deberán superponer.

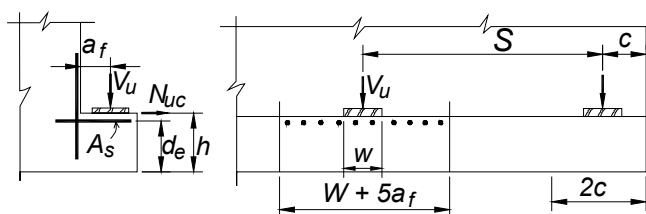


Figura 5.13.2.5.3-1 – Diseño de los resaltos horizontales para flexión y fuerza horizontal

5.13.2.5.4 Diseño al Punzonado

Las pirámides truncadas supuestas como superficies de falla por punzonado, como se ilustra en la Figura 1, no se deberán superponer.

La resistencia nominal al punzonado, V_n , en N, se deberá tomar como:

- En placas de apoyo interiores, o en placas de apoyo exteriores cuando la distancia al extremo, c , es mayor que $S/2$:

C5.13.2.5.4

En la Figura 1 se ilustra el área de hormigón que resiste el punzonado para cada una de las cargas concentradas. El área de la pirámide truncada se aproxima como el promedio del perímetro de la placa de apoyo y el perímetro a la profundidad d , suponiendo pendientes de 45° . Si las pirámides se superponen será necesario investigar las áreas combinadas.

$$V_n = 0,328\sqrt{f'_c}(W + 2L + 2d_e)d_e \quad (5.13.2.5.4-1)$$

- En placas de apoyo exteriores cuando la distancia al extremo, c , es menor que $S/2$ y $(c - 0,5W)$ es menor que d_e :

$$V_n = 0,328\sqrt{f'_c}(W + L + d_e)d_e \quad (5.13.2.5.4-2)$$

- En placas de apoyo exteriores cuando la distancia al extremo, c , es menor que $S/2$ pero $(c - 0,5W)$ es mayor que d_e :

$$V_n = 0,328\sqrt{f'_c}(0,5W + L + d_e + C)d_e \quad (5.13.2.5.4-3)$$

donde:

f'_c = resistencia especificada del hormigón a 28 días (MPa)

W = ancho de la placa de apoyo como se ilustra en la Figura 1 (mm)

L = longitud de la placa de apoyo como se ilustra en la Figura 1 (mm)

d_e = profundidad efectiva entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la fuerza de tracción (mm)

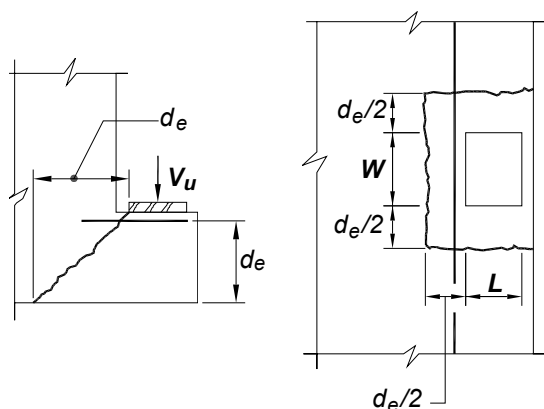


Figura 5.13.2.5.4-1 – Diseño de los resaltes horizontales al punzonado

5.13.2.5.5 Diseño de la Armadura de Suspensión

La armadura de suspensión aquí especificada se deberá proveer además de la menor armadura de corte requerida a cualquier lado de la reacción de la viga soportada.

En los resaltes tipo viga única, la disposición de la

armadura de suspensión, A_{hr} , deberá ser como se indica en la Figura 1.

Utilizando la simbología indicada en la Figura 1, la resistencia nominal al corte, V_n , en N, para los resaltos tipo viga única se deberá tomar como:

- Para el estado límite de servicio:

$$V_n = \frac{A_{hr} (0,5 f_y)}{s} (W + 3 a_v) \quad (5.13.2.5.5-1)$$

- Para el estado límite de resistencia:

$$V_n = \frac{A_{hr} f_y}{s} S \quad (5.13.2.5.5-2)$$

donde:

A_{hr} = área de una rama de la armadura de suspensión como se ilustra en la Figura 1 (mm^2)

S = separación de los lugares de apoyo (mm)

s = separación de los suspensores (mm)

f_y = tensión de fluencia del acero de las armaduras (MPa)

a_v = distancia entre la cara del tabique y la carga, como se ilustra en la Figura 1 (mm)

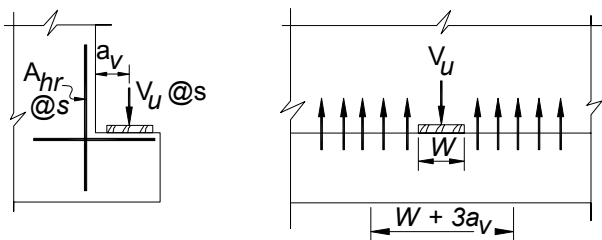


Figura 5.13.2.5.5 -1 – Armadura de suspensión en un resalto tipo viga única

Utilizando la simbología de la Figura 2, la resistencia nominal al corte de los resaltos de las vigas Te invertidas deberá ser el menor valor de los especificados por las Ecuaciones 2 y 3.

$$V_n = \left(0,165 \sqrt{f'_c} b_f d_f \right) + \frac{A_{hr} f_y}{s} (W + 2d_f) \quad (5.13.2.5.5-3)$$

donde:

d_f = distancia entre la parte superior del resalto y la armadura de compresión, como se ilustra en la Figura 2 (mm)

La distancia al borde entre la placa de apoyo exterior y el extremo de la viga Te invertida no deberá ser menor que d_f .

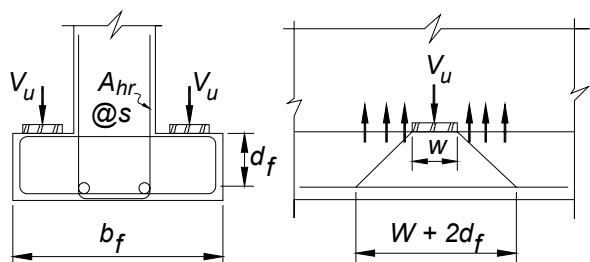


Figura 5.13.2.5.5-2 – Armadura de suspensión en una viga Te invertida

Las vigas Te invertidas deberán satisfacer los requisitos para momento torsor especificados en los Artículos 5.8.3.6 y 5.8.2.1.

5.13.2.5.6 Diseño para los Apoyos

Para el diseño para los apoyos soportados por los resaltos tipo viga se deberán aplicar los requisitos del Artículo 5.7.5.

5.13.3 Zapatas

5.13.3.1 Requisitos Generales

Los requisitos aquí especificados se deberán aplicar al diseño de zapatas aisladas, zapatas combinadas y plateas o carpetas de fundación.

En las zapatas inclinadas o escalonadas, el ángulo de inclinación y la altura y ubicación de los escalones deberá ser tal que en todas las secciones se satisfagan los requisitos de diseño.

Para ubicar las secciones críticas para momento, corte y anclaje de la armadura en las zapatas, las columnas o pilares de hormigón de sección circular o en forma de polígono regular se pueden tratar como elementos cuadrados de igual área.

5.13.3.2 Cargas y Reacciones

La resistencia del material de las fundaciones mediante pilotes deberá ser como se especifica en la Sección 10,

C5.13.3.1

Aunque los requisitos del Artículo 5.3.3 se aplican a las zapatas aisladas que soportan una única columna o tabique, la mayor parte de los requisitos son en general aplicables a las zapatas combinadas y plateas que soportan varias columnas y/o tabiques.

C5.13.3.2

"Fundaciones."

Si una zapata aislada soporta una columna, pilar o tabique, se deberá asumir que la zapata actúa como un voladizo. Si una zapata soporta más de una columna, pilar o tabique, la zapata se deberá diseñar para las condiciones reales de continuidad y restricción.

Para el diseño de las zapatas, a menos que se especifique el empleo de equipos especiales para asegurar la precisión del hincado de los pilotes, se deberá suponer que los pilotes hincados individualmente pueden desviarse 150 mm o un cuarto del diámetro del pilote respecto de la posición programada, y que el centro de un grupo de pilotes puede distar 75 mm de su posición programada. En el caso de los caballetes de pilotes, la documentación técnica puede exigir una tolerancia de 50 mm para la posición de los pilotes, en cuyo caso este valor deberá ser considerado en el diseño.

5.13.3.3 Factores de Resistencia

Para determinar el tamaño de las zapatas y el número de pilotes, los factores de resistencia, ϕ , para la presión de contacto del suelo y la resistencia de los pilotes deberán ser como se especifica en la Sección 10.

5.13.3.4 Momento en las Zapatas

La sección crítica para flexión se deberá tomar en la cara de la columna, pilar o tabique. En el caso de columnas de sección no rectangular, la sección crítica se deberá tomar en el lado del rectángulo concéntrico de área equivalente. Para las zapatas ubicadas debajo de tabiques de mampostería, la sección crítica se deberá tomar a la mitad de la distancia entre el centro y el borde del tabique. Para las zapatas ubicadas debajo de bases de columnas metálicas, la sección crítica se deberá tomar a la mitad de la distancia entre la cara de la columna y el borde de la base metálica.

5.13.3.5 Distribución de la Armadura de Momento

En las zapatas armadas en una dirección y en las zapatas cuadradas armadas en dos direcciones, la armadura se deberá distribuir uniformemente en todo el ancho de la zapata.

Los siguientes lineamientos se aplican a la distribución de las armaduras en zapatas rectangulares armadas en dos direcciones:

- En la dirección larga, la armadura se deberá distribuir uniformemente en todo el ancho de la zapata.

La hipótesis de que la ubicación real de los pilotes puede no coincidir con la ubicación programada reconoce las variables constructivas que suelen encontrarse, y es consistente con las tolerancias permitidas por la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*. Se puede suponer que las desviaciones serán menores si la documentación técnica exige el empleo de quipos especiales, como por ejemplo plantillas, para lograr un hincado de precisión.

Para los pilotes de sección no circular, como "diámetro" se debería utilizar la mayor de las dimensiones de la sección transversal.

C5.13.3.4

Se puede determinar el momento en cualquier sección de una zapata haciendo pasar un plano vertical a través de la zapata y calculando el momento de las fuerzas que actúan a un lado de dicho plano vertical.

- En la dirección corta, una parte de la armadura total según lo especificado por la Ecuación 1 se deberá distribuir uniformemente en un ancho de banda igual a la longitud del lado corto de la zapata y centrado respecto del eje de la columna o pilar. El resto de la armadura requerida en la dirección más corta se deberá distribuir uniformemente fuera del ancho de banda central de la zapata. El área de acero en el ancho de banda central deberá satisfacer la Ecuación 1.

$$A_{s-BW} = A_{s-SD} \left(\frac{2}{\beta + 1} \right) \quad (5.13.3.5-1)$$

donde:

β = relación entre el lado largo y el lado corto de la zapata

A_{s-BW} = área de acero dentro del ancho de banda (mm^2)

A_{s-SD} = área total de acero en la dirección corta (mm^2)

5.13.3.6 Corte en Losas y Zapatas

5.13.3.6.1 Secciones Críticas para Corte

Para determinar la resistencia al corte de las losas y zapatas en la proximidad de cargas o reacciones concentradas, la más crítica de las siguientes condiciones será determinante:

- Comportamiento en una dirección, con una sección crítica que se extiende en un plano que atraviesa todo el ancho y ubicado a una distancia tomada como se especifica en el Artículo 5.8.3.2.
- Comportamiento en dos direcciones, con una sección crítica perpendicular al plano de la losa y ubicada de manera que su perímetro, b_o , es un mínimo pero no está a menos de $0,5d_v$ del perímetro del área con carga o reacción concentrada
- Si la altura de la losa no es constante, las secciones críticas estarán a una distancia no menor que $0,5d_v$ de la cara de cualquier cambio en la altura de la losa y ubicadas de manera tal que el perímetro, b_o , es un mínimo.

C5.13.3.6.1

En el caso general de un muro de sostenimiento en voladizo, en el cual la carga descendente sobre el talón es mayor que la reacción ascendente del suelo debajo del talón, la sección crítica para corte se toma en la cara posterior del alma, como se ilustra en la Figura C1, donde d_v es la profundidad efectiva para corte.

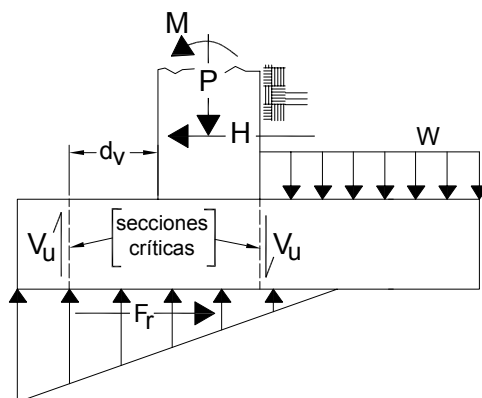


Figura C5.13.3.6.1-1 Ejemplo de secciones críticas para corte en zapatas

Si un acartelamiento tiene una relación altura-longitud

Si una parte de un pilote está dentro de la sección crítica, la carga del pilote se deberá considerar uniformemente distribuida en el ancho o diámetro del pilote, y la parte de la carga fuera de la sección crítica se deberá incluir en el cálculo del corte en la sección crítica.

5.13.3.6.2 Comportamiento en Una Dirección

Para el comportamiento en una dirección, la resistencia al corte de la zapata o losa deberá satisfacer los requisitos especificados en el Artículo 5.8.3, excepto para las alcantarillas debajo de un relleno con una altura mayor o igual que 600 mm, para las cuales se deberán aplicar los requisitos del Artículo 5.14.5.3.

5.13.3.6.3 Comportamiento en Dos Direcciones

Para el comportamiento en dos direcciones en secciones sin armadura transversal, la resistencia nominal al corte, V_n , en N, del hormigón se deberá tomar como:

$$V_n = \left(0,17 + \frac{0,33}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d_v \leq 0,33 \sqrt{f'_c} b_o d_v \quad (5.13.3.6.3-1)$$

donde:

β_c = relación entre el lado largo y el lado corto del rectángulo a través del cual se transmite la carga o fuerza de reacción concentrada

b_o = perímetro de la sección crítica (mm)

d_v = profundidad de corte efectiva (mm)

Si $V_u > \phi V_n$, se deberá agregar armadura de corte conforme al Artículo 5.8.3.3, tomando el ángulo θ igual a 45° .

Para el comportamiento en dos direcciones en secciones con armadura transversal, la resistencia nominal al corte, en N, se deberá tomar como:

$$V_n = V_c + V_s \leq 0,504 \sqrt{f'_c} b_o d_v \quad (5.13.3.6.3-2)$$

siendo:

mayor o igual que 1:1 tomando la altura en la dirección de la fuerza de corte investigada, este amartelamiento puede ser considerado como un cambio abrupto de sección, y la sección de diseño se puede tomar a una distancia d_v sobre la longitud, tomando d_v como la profundidad de corte efectiva más allá del acartelamiento.

Si un pilar de gran diámetro está sujeto a momentos flectores significativos, la carga en la sección crítica se puede ajustar idealizando la reacción del pilote sobre la zapata como la distribución de tensiones resultante de la carga axial y el momento.

C5.13.3.6.3

Se ha conservado la expresión tradicional para cálculo de la resistencia al punzonado.

Si los perímetros de corte de las cargas individuales se superponen o se proyectan más allá del borde del elemento, el perímetro crítico b_o se debería tomar como aquella porción de la menor envolvente del perímetro de corte individual que realmente resistirá el corte crítico para el grupo considerado. En la Figura C1 se ilustra una situación de este tipo.

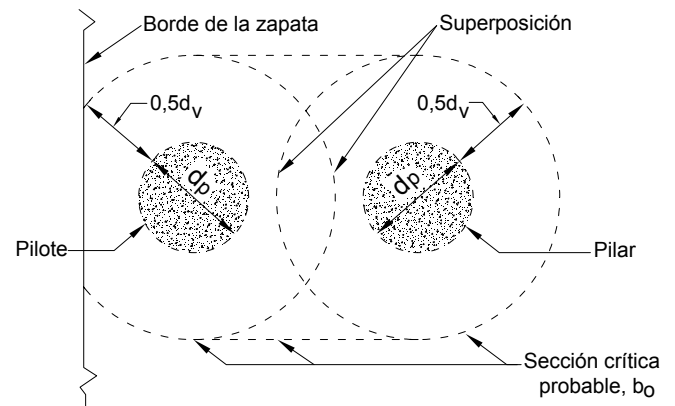


Figura C5.13.3.6.3-1 Sección crítica modificada para corte con perímetros críticos que se superponen

$$V_c = 0,332 \sqrt{f'_c} b_o d_v, y \quad (5.13.3.6.3-3)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v}{s} \quad (5.13.3.6.3-4)$$

5.13.3.7 Anclaje de la Armadura

Para el anclaje de la armadura de losas y zapatas se deberán aplicar los requisitos del Artículo 5.11.

Las secciones críticas para el anclaje de la armadura se deberán suponer en las ubicaciones especificadas en el Artículo 5.13.3.4 y en todos los demás planos verticales donde haya un cambio de sección o de armadura.

5.13.3.8 Transferencia de Solicitaciones en la Base de las Columnas

Todas las fuerzas y momentos aplicados en la base de una columna o pilar se deberán transferir a la parte superior de la zapata por apoyo sobre hormigón y por armadura. La tensión de apoyo en el hormigón en la superficie de contacto entre el elemento portante y el elemento soportado no deberá ser mayor que la resistencia al aplastamiento del hormigón, según se especifica en el Artículo 5.7.5, de ninguna de las superficies.

Las fuerzas laterales se deberán transferir del pilar a la zapata de acuerdo con los requisitos sobre transferencia de corte especificados en el Artículo 5.8.4.

Se deberá proveer armadura que atraviese la interfase entre el elemento portante y el elemento soportado, ya sea prolongando la armadura longitudinal principal de la columna o tabique hacia el interior de las zapatas o bien utilizando barras de espera o bulones de anclaje.

La armadura que atraviesa la interfase deberá satisfacer los siguientes requisitos:

- Todas las solicitaciones que superan la resistencia al aplastamiento del hormigón del elemento portante o del elemento soportado se deberán transferir mediante armadura;
- Si hay combinaciones de cargas que provocan levantamiento, la fuerza total de tracción deberá ser resistida por la armadura; y
- El área de la armadura no deberá ser menor que 0,5 por ciento del área bruta del elemento soportado, y el número de barras no deberá ser menor que cuatro.

Si se utilizan barras de espera, el diámetro de estas

barras no deberá ser más de 3,8 mm mayor que el diámetro de la armadura longitudinal.

En las zapatas, las barras No. 43 y No. 57 que se utilizan como armadura longitudinal principal de las columnas y que están solicitadas a compresión sólo se pueden empalmar por solape con las barras de espera de la zapata para proveer el área requerida. Las barras de espera no deberán ser mayores que No. 36; estas barras se deberán prolongar hacia el interior de la columna una distancia no menor que la longitud de empalme de las barras No. 43 ó No. 57, y se deberán prolongar hacia el interior de la zapata una distancia no menor que la longitud de anclaje de las barras de espera.

5.13.4 Pilotes de Hormigón

5.13.4.1 Requisitos Generales

Se deberá asumir que todas las cargas resistidas por la zapata y el peso propio de la zapata se transmiten a los pilotes. Los pilotes hincados se deberán diseñar para resistir las fuerzas de hincado y manipuleo. Para considerar el transporte y montaje, un pilote prefabricado se debería diseñar para una carga no menor que 1,5 veces su peso propio.

Cualquier porción de un pilote en la cual sea posible que en algún momento no haya apoyo lateral adecuado para impedir el pandeo se deberá diseñar como una columna.

Los puntos o zonas de fijación para resistencia a las cargas laterales y momentos se deberán determinar mediante un análisis de las propiedades del suelo, como se especifica en el Artículo 10.7.4.2.

Los pilotes de hormigón se deberán empotrar en zapatas o cabezales, como se especifica en el Artículo 10.7.1.5. La armadura de anclaje deberá consistir ya sea en una prolongación de la armadura del pilote o en barras de espera. Las fuerzas de levantamiento o las tensiones inducidas por flexión deberán ser resistidas por la armadura. La cuantía de armadura de anclaje no deberá ser menor que 0,005 y el número de barras no deberá ser menor que cuatro. La armadura se deberá desarrollar lo suficiente para resistir una fuerza de $1,25f_yA_s$.

Además de los requisitos especificados en los Artículos 5.13.4.1 a 5.13.4.5, los pilotes utilizados en zonas sísmicas deberán satisfacer los requisitos especificados en el Artículo 5.13.4.6.

5.13.4.2 Empalmes

Los empalmes en los pilotes de hormigón deberán desarrollar la resistencia axial, a la flexión, al corte y torsional del pilote. Los detalles de los empalmes se

C5.13.4.1

Se asume que el material directamente debajo de una zapata soportada por pilotes no soporta ninguna parte de las cargas aplicadas.

Las ubicaciones en las cuales no existe apoyo lateral incluyen cualquier porción de un pilote ubicada por encima del nivel de socavación o futura excavación anticipada, así como las porciones que se extienden por encima del nivel del terreno.

C5.13.4.2

La norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications* contiene requisitos que indican dejar pequeñas prolongaciones en la parte superior de los pilotes

deberán indicar en la documentación técnica.

de hormigón. Esto permite correcciones in situ en caso de circunstancias imprevistas, tales como la rotura de las cabezas o un hincado más allá de la cota especificada.

5.13.4.3 Pilotes Prefabricados de Hormigón Armado

5.13.4.3.1 Dimensiones de los Pilotes

Los pilotes prefabricados de hormigón armado pueden ser de sección uniforme o ahusados. No se deberán utilizar pilotes ahusados para la construcción de caballetes, excepto para la porción del pilote que se encuentra por debajo de la rasante, ni en cualquier ubicación en la cual los pilotes han de actuar como columnas.

Si los pilotes de hormigón no están expuestos a la acción del agua salada, el área de la sección transversal de los pilotes, medida encima del ahusamiento, no deberá ser menor que 90.000 mm². El área de la sección transversal de los pilotes de hormigón utilizados en agua salada no deberá ser menor que 142.000 mm². Las esquinas de las secciones rectangulares deberán ser achaflanadas.

El diámetro de los pilotes ahusados medido a 600 mm de la punta no deberá ser menor que 200 mm; cualquiera sea la sección transversal de un pilote, el diámetro se deberá considerar como la menor dimensión que atraviesa el centro de la sección transversal.

5.13.4.3.2 Armadura

La armadura longitudinal deberá consistir como mínimo en cuatro barras distribuidas uniformemente alrededor del perímetro del pilote. El área de la armadura no deberá ser menor que 1,5 por ciento del área bruta de la sección transversal de hormigón medida por encima del ahusamiento.

La armadura longitudinal deberá estar encerrada por armadura en espiral o estribos de columna equivalentes en toda su longitud. La armadura en espiral deberá ser como se especifica en el Artículo 5.13.4.4.3.

5.13.4.4 Pilotes Prefabricados de Hormigón Pretensado

5.13.4.4.1 Dimensiones de los Pilotes

Los pilotes de hormigón pretensado pueden ser de sección octogonal, cuadrada o circular, y deberán satisfacer las dimensiones mínimas especificadas en el Artículo 5.13.4.3.1.

Los pilotes de hormigón pretensado pueden ser de sección maciza o hueca. Para los pilotes de sección hueca se deberán implementar medidas de precaución, tales como

C5.13.4.3.1

Se recomienda utilizar chaflanes de 25 mm, aunque se han utilizado exitosamente chaflanes más pequeños. Se deberían tener en cuenta las experiencias locales.

venteos, para impedir su rotura por la presión hidrostática interna durante el hincado, la presión del hielo en los caballetes de pilotes, o la presión gaseosa debida a la descomposición del material utilizado para crear el vacío.

El espesor de pared de los pilotes cilíndricos no deberá ser menor que 125 mm.

5.13.4.4.2 Calidad del Hormigón

La resistencia a la compresión del pilote en el momento de su hincado no deberá ser menor que 35 MPa. Para los pilotes sujetos a ciclos de congelamiento y deshielo o humedecimiento y secado se deberá utilizar hormigón con aire incorporado.

5.13.4.4.3 Armadura

A menos que el Propietario especifique lo contrario, los cables de pretensado se deben separar y tesar de manera de lograr una compresión uniforme en la sección transversal del pilote luego de las pérdidas no menor que 5 MPa.

La totalidad de la longitud de los cables de pretensado deberá estar encerrada por armadura en espiral de la siguiente manera:

Para los pilotes de no más de 600 mm de diámetro:

- Alambre en espiral no menor que MW25,
- En los extremos del pilote, aproximadamente 16 vueltas de armadura en espiral con un paso de 75 mm,
- En los 150 mm superiores del pilote, cinco vueltas de espiral adicional con un paso de 25 mm, y
- En el resto del pilote los cables deberán estar encerrados por armadura en espiral con un paso no mayor que 150 mm.

Para los pilotes de más de 600 mm de diámetro:

- Alambre en espiral no menor que MW26,
- En los extremos del pilote, aproximadamente 16 vueltas de armadura en espiral con un paso de 50 mm,
- En los 150 mm superiores del pilote, cuatro vueltas de espiral adicional con un paso de 38 mm, y
- En el resto del pilote los cables deberán estar

C5.13.4.4.3

El objetivo de la compresión de 5 MPa es evitar la fisuración durante el manipuleo y la instalación de los pilotes. Si el Propietario lo autoriza, se puede utilizar una compresión menor.

Para los pilotes de sección no circular, en lugar del "diámetro" se debería utilizar la mayor de las dimensiones de la sección transversal.

encerrados por armadura en espiral con un paso no mayor que 100 mm.

5.13.4.5 Pilotes Hormigonados In Situ

Sólo se podrán utilizar pilotes hormigonados en orificios perforados cuando las condiciones del suelo lo permitan.

Las camisas para los pilotes hormigonados in situ deberán tener suficiente espesor y resistencia para mantener la forma y no evidenciar distorsiones perjudiciales durante o después del hincado de las camisas adyacentes y una vez retirado el núcleo de hincado, si lo hubiere. La documentación técnica deberá estipular que cualquier diseño alternativo de las camisas deberá ser aprobado por el Ingeniero antes de proceder al hincado.

C5.13.4.5

Los pilotes hormigonados in situ incluyen los pilotes hormigonados en camisas metálicas hincadas perdidas y los pilotes hormigonados en orificios perforados no revestidos.

En general se debería evitar construir pilotes en orificios perforados en el caso de suelos derrumbables, si hay grandes piedras o si se anticipa que habrá un nivel freático no controlable. Los métodos constructivos especiales requeridos en estos casos aumentan tanto el costo como la probabilidad de defectos en los pilotes.

Para las camisas la documentación técnica debería indicar espesores "mínimos." Este espesor mínimo debería ser el necesario para las armaduras del pilote o para la resistencia requerida para las condiciones normales de hincado: por ejemplo, mínimo 3,4 mm para camisas para pilotes de 355 mm hincadas sin mandril. La norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications* requiere que el Contratista provea camisas de mayor espesor, si fuera necesario, para permitir su elección del equipo de hincado.

5.13.4.5.1 Dimensiones de los Pilotes

Los pilotes hormigonados in situ pueden ser de sección uniforme, o pueden ser ahusados en cualquiera de sus porciones si son colados dentro de camisas, o pueden ser de fondo acampanado si son colados en orificios o pozos perforados.

El área en la cabeza del pilote deberá ser como mínimo 64.500 mm². El área de la sección transversal en la punta del pilote deberá ser de al menos 32.300 mm². Para las prolongaciones del pilote por encima de la cabeza, el tamaño mínimo deberá ser como se especifica en el Artículo 5.13.4.3 para pilotes prefabricados.

5.13.4.5.2 Armadura

El área de la armadura longitudinal no deberá ser menor que 0,8 por ciento de A_g , con armadura en espiral no menor que MW25 con un paso de 150 mm. La armadura se deberá prolongar 3000 mm por debajo del plano en el cual el suelo provee una restricción lateral adecuada.

Las camisas de más de 3 mm de espesor se pueden considerar parte de la armadura. En los ambientes corrosivos, al determinar la resistencia se deberá restar como mínimo 1,5 mm del espesor de la camisa.

5.13.4.6 Requisitos Sísmicos

5.13.4.6.1 Zona Sísmica 1

No es necesario considerar requisitos de diseño adicionales para la Zona Sísmica 1.

5.13.4.6.2 Zona Sísmica 2

5.13.4.6.2a Requisitos Generales

Los pilotes para estructuras ubicadas en Zona Sísmica 2 se pueden utilizar para resistir tanto cargas axiales como cargas laterales. La profundidad mínima embebida y las resistencias axial y lateral del pilote requeridas para cargas sísmicas se deberán determinar por medio de criterios de diseño establecidos mediante investigaciones geológicas y geotécnicas específicas del sitio de emplazamiento.

Los pilotes de hormigón se deberán anclar a la zapata o cabezal ya sea mediante embebimiento de la armadura o mediante anclajes para desarrollar las fuerzas de levantamiento. La longitud embebida no deberá ser menor que la longitud de anclaje requerida para la armadura especificada en el Artículo 5.11.2.

Los pilotes de tubos llenados de hormigón se deberán anclar mediante barras de espera como se especifica en el Artículo 5.13.4.1, con una cuantía mínima de 0,01. Las barras de espera se deberán embeber tal como se requiere para los pilotes de hormigón. Los pilotes de madera y acero, incluyendo los pilotes no llenados con hormigón, deberán tener dispositivos de anclaje para desarrollar cualquier fuerza de levantamiento. La fuerza de levantamiento no se deberá tomar menor que 10 por ciento de la resistencia a la compresión axial mayorada del pilote.

5.13.4.6.2b Pilotes Colados In Situ

Para los pilotes hormigonados in situ se deberá proveer armadura longitudinal en el extremo superior del pilote en una longitud no menor que un tercio de la longitud del pilote ó 2400 mm, con una cuantía mínima de 0,005 provista por al menos cuatro barras. Se deberá proveer armadura en espiral o estribos equivalentes como mínimo igual a barras No. 10 con un paso no mayor que 225 mm, excepto que el paso no deberá ser mayor que 75 mm en una longitud no menor que 600 mm ó 1,5 diámetros de pilote por debajo de la armadura del cabezal.

5.13.4.6.2c Pilotes Prefabricados de Hormigón Armado

Para los pilotes prefabricados de hormigón armado la

armadura longitudinal no deberá ser menor que 1 por ciento del área de la sección transversal, provista por al menos cuatro barras. Se deberá disponer armadura en espiral o estribos equivalentes como mínimo igual a barras No. 10 con un paso no mayor que 225 mm, excepto que el paso no deberá ser mayor que 75 mm en una longitud de confinamiento no menor que 600 mm ó 1,5 diámetros de pilote por debajo de la armadura del cabezal.

5.13.4.6.2d Pilotes Prefabricados de Hormigón Pretensado

Para los pilotes prefabricados de hormigón pretensado los estribos deberán satisfacer los requisitos para pilotes prefabricados, según se especifica en el Artículo 5.13.4.6.2c.

5.13.4.6.3 Zonas Sísmicas 3 y 4

5.13.4.6.3a Requisitos Generales

Además de los requisitos especificados para Zona Sísmica 2, los pilotes ubicados en Zonas Sísmicas 3 y 4 deberán satisfacer los requisitos aquí especificados.

5.13.4.6.3b Longitud de Confinamiento

En todos los pilotes el extremo superior se deberá armar y confinar como una región de potencial formación de rótula plástica, excepto cuando se pueda establecer que no existe ninguna posibilidad de deflexión lateral significativa en el pilote. La región de potencial formación de rótula plástica se deberá extender a partir del fondo del cabezal de los pilotes en una longitud no menor que 2,0 diámetros del pilote ó 600 mm. Si un análisis del puente y del sistema de pilotes indica que es posible que se forme una rótula plástica en un nivel inferior, la longitud de confinamiento con la armadura transversal especificada y un paso o separación menor, según se especifica en el Artículo 5.13.4.6.2, se deberá prolongar hasta dicho nivel.

5.13.4.6.3c Cuantía Volumétrica para Confinamiento

La cuantía volumétrica de armadura transversal dentro de la longitud de confinamiento deberá ser la correspondiente a columnas, según se especifica en el Artículo 5.10.11.4.1d.

5.13.4.6.3d Pilotes Hormigonados In Situ

Para los pilotes hormigonados in situ se deberá proveer

C5.13.4.6.3b

Observar los requisitos especiales para caballetes de pilotes indicados en el Artículo 5.10.11.4.1.

armadura longitudinal en la totalidad de la longitud del pilote. En los dos tercios superiores del pilote, la cuantía de armadura longitudinal, provista por no menos de cuatro barras, no deberá ser menor que 0,75 por ciento. Se deberá disponer armadura en espiral o estribos equivalentes como mínimo de barras No. 10 con un paso o separación de 225 mm, excepto en los 1200 mm o dos diámetros del pilote superiores, donde la separación deberá ser de 75 mm y la cuantía volumétrica y detalles de los empalmes deberán satisfacer el Artículo 5.10.11.4.1d.

5.13.4.6.3e Pilotes Prefabricados

Para los pilotes prefabricados la armadura en espiral no deberá ser menor que barras No. 10 con un paso o separación no mayor que 225 mm, excepto en los 1200 mm superiores, donde la separación deberá ser de 75 mm y la cuantía volumétrica y detalles de los empalmes deberán satisfacer el Artículo 5.10.11.4.1d.

5.14 REQUISITOS SEGÚN LA TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL

5.14.1 Vigas

5.14.1.1 Requisitos Generales

Los requisitos aquí especificados se deberán aplicar al diseño de vigas hormigonadas in situ y prefabricadas, así como a vigas de sección rectangular, I, Te, hongo, doble Te y cajón abierto o cerrado.

Las vigas prefabricadas pueden resistir cargas temporarias con o sin un tablero superpuesto. Si se aplica un tablero de hormigón estructuralmente independiente, éste deberá actuar de forma compuesta con las vigas prefabricadas.

El ancho de ala considerado efectivo para flexión deberá ser el especificado en la Sección 4.6.2.6

5.14.1.2 Vigas Prefabricadas

5.14.1.2.1 Condiciones Anteriores a la Puesta en Servicio

Las condiciones anteriores a la puesta en servicio de las vigas pretensadas para su transporte y montaje serán

C5.14.1.1

Estos requisitos suplementan los correspondientes requisitos indicados en otros artículos de estas Especificaciones.

Este artículo se aplica a elementos lineales, ya sea que cubran total o parcialmente una longitud de tramo o que sean longitudinales o transversales. En el Artículo 5.14.2 se trata la construcción por segmentos. Existe una gran variedad de sistemas posibles para las superestructuras de hormigón, algunos de los cuales pueden pertenecer a cualquiera de las categorías.

Los componentes que soportan sobrecargas de forma directa, es decir, los elementos incorporados del tablero, se deberían diseñar para los requisitos aplicables de la Sección 9 y con particular referencia a los requisitos sobre dimensiones mínimas y la manera de unir los componentes a fin de lograr un tablero continuo.

C5.14.1.2.1

La norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications* establece que es responsabilidad del

responsabilidad del Contratista.

Contratista proveer dispositivos y métodos adecuados para el almacenamiento, manipuleo, montaje y arriostamiento temporario seguro de los elementos prefabricados.

5.14.1.2.2 Dimensiones Extremas

Las máximas dimensiones y peso de los elementos prefabricados en una fábrica externa a la obra deberán satisfacer las limitaciones locales para el transporte carretero de cargas.

En ninguna parte de una viga de hormigón prefabricada el espesor deberá ser menor que:

ala superior:	50 mm
alma, no postesada:	125 mm
alma, postesada:	165 mm
ala inferior:	125 mm

Si los elementos prefabricados superan las longitudes transportables se pueden utilizar empalmes realizados en obra. Estos empalmes deberán satisfacer los requisitos especificados ya sea en el Artículo 5.14.1.2.6 o bien en el Artículo 5.14.2.4.2.

5.14.1.2.3 Dispositivos de Izaje

Si se anticipa que habrá anclajes para los dispositivos de izaje colados en una cara de un elemento que una vez terminada la estructura quedará a la vista o expuesta a materiales corrosivos, en la documentación técnica se deberá indicar cualquier restricción respecto de la ubicación de los dispositivos de izaje embebidos, la profundidad de retiro y el método para llenar las cavidades después del retiro. La profundidad de retiro no deberá ser menor que la profundidad del recubrimiento requerido para el acero de las armaduras.

5.14.1.2.4 Diseño de los Detalles

Todos los detalles de las armaduras, conexiones, asientos de apoyo, accesorios o anclajes para diafragmas, recubrimiento de hormigón, aberturas y tolerancias de fabricación y montaje deberán estar indicados en la documentación técnica. Para cualquier detalle que quede a criterio del Contratista, tal como los materiales o métodos de pretensado, se deberá exigir la presentación y revisión de los planos de obra.

5.14.1.2.5 Resistencia del Hormigón

Para los hormigones de curado lento, para todas las combinaciones de cargas que ocurren luego de 90 días se

C5.14.1.2.2

Los límites de tamaño de carga y peso admisible para el transporte carretero están en proceso de continua revisión. Antes de diseñar elementos de grandes dimensiones se debería realizar una investigación para garantizar que posteriormente sean transportables.

La dimensión mínima de 50 mm se relaciona con las vigas en hormigonados in situ. Los espesores de alma de 125 y 165 mm han sido utilizados exitosamente por contratistas con experiencia en trabajos con bajas tolerancias. El límite de 125 mm estipulado para el espesor del ala inferior normalmente se relaciona con secciones tipo cajón.

C5.14.1.2.3

La norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications* permite que el Contratista elija el tipo de dispositivos de izaje a utilizar para los elementos prefabricados, siempre que el Contratista acepte responsabilidad por su comportamiento. Los anclajes para los dispositivos de izaje generalmente consisten en aros de cable de pretensado o barras de acero dulce con sus extremos embebidos en el hormigón, o bien dispositivos de anclaje roscados que se cuelan en el hormigón.

C5.14.1.2.4

La norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications* incluye requisitos generales referentes a la preparación y revisión de los planos de obra, pero la documentación técnica debería indicar específicamente cuándo son requeridos.

C5.14.1.2.5

Este artículo reconoce el comportamiento de los hormigones de curado lento, tales como aquellos que

podrá utilizar la resistencia a la compresión a 90 días, siempre que el incremento de resistencia de la mezcla de hormigón utilizada sea verificado mediante ensayos previos.

Si se trata de hormigón de densidad normal, la resistencia a 90 días de los hormigones de curado lento se puede estimar como 115 por ciento de la resistencia especificada en la documentación técnica.

5.14.1.2.6 Juntas de Construcción Transversales

5.14.1.2.6a Requisitos Generales

Las juntas de construcción ubicadas dentro de un tramo deberán ser de tipo machimbradas o de cierre. Las juntas en los pilares internos de las construcciones continuas deberán ser tipo cierre. Las juntas machimbradas deberán satisfacer los requisitos del Artículo 5.14.2.4.2. Para las vigas pretensadas, las juntas de construcción ubicadas dentro de un tramo deberán ser postesadas.

Si la junta de cierre supera los 150 mm, la sección de su cordón comprimido deberá tener armadura de confinamiento. La secuencia de colocación del hormigón para la junta de cierre y la losa se deberá especificar en la documentación técnica.

5.14.1.2.6b Juntas de Construcción Totalmente Eficientes

Los segmentos de viga de hormigón prefabricado, con o sin losa hormigonada in situ, se pueden hacer longitudinalmente continuos, tanto para cargas permanentes como para cargas temporarias, utilizando combinaciones de armadura y postesado.

El ancho de una junta de cierre entre segmentos de hormigón prefabricado deberá permitir el empalme de las armaduras para las cuales el diseño requiere continuidad y la ubicación de los empalmes de las vainas de postesado, pero no deberá ser menor que 300 mm si la junta está ubicada dentro del tramo ni menor que 100 mm si está en un pilar interno. Si la junta está ubicada en el tramo, su armadura de alma, A_s/s , deberá ser la mayor armadura de las vigas adyacentes.

En el caso de postesado en múltiples etapas, en la losa no deberá haber longitudes de vaina curva para tendones que se han de tesar antes que la resistencia a la compresión del hormigón de la losa llegue a f'_{ci} .

5.14.1.2.7 Puentes Compuestos de Vigas Prefabricadas de Un Solo Tramo que se Hacen Continuas

contienen ceniza fina. No es habitual que un puente se abra al tráfico antes que los componentes prefabricados tengan 90 días de edad. Ahora el Diseñador puede aprovechar esta circunstancia, siempre que el incremento de la resistencia se verifique mediante ensayos realizados sobre la mezcla de hormigón utilizada.

C5.14.1.2.6a

Este artículo codifica la práctica actual, la cual le permite al Diseñador considerable libertad en la formulación de nuevos sistemas estructurales.

El ala inferior en el área del pilar interno actúa prácticamente como una columna, de allí el requisito de armadura de confinamiento.

C5.14.1.2.6b

La intención del requisito que establece el ancho de la junta es permitir la correcta compactación del hormigón en la junta. En los pilares internos los diafragmas pueden incorporar la junta, facilitando así la compactación del hormigón en un espacio más angosto.

La intención de este requisito es asegurar que las vainas que aún no han sido aseguradas por el hormigón no sean utilizadas para el postesado activo.

5.14.1.2.7a Requisitos Generales

Los puentes que consisten en vigas de hormigón prefabricadas y losas de hormigón coladas in situ se pueden hacer continuos para cargas temporarias utilizando una capa de cierre hormigonada in situ sobre los pilares con armadura de tracción ubicada en la losa, o bien utilizando coladas de cierre en otras ubicaciones. En los pilares interiores en los cuales los diafragmas contienen la capa de cierre, el diseño se puede basar en la resistencia del hormigón de los elementos prefabricados.

5.14.1.2.7b Armadura

La armadura longitudinal que hace o contribuye a que la viga prefabricada sea continua sobre un pilar interno se deberá anclar en regiones de la losa en las cuales se pueda comprobar que no habrá fisuras en los estados límites de resistencia. Esta armadura deberá satisfacer los requisitos especificados en el Artículo 5.11.1.2.3. Los anclajes de esta armadura deberán estar desfasados. La armadura longitudinal regular de la losa se puede utilizar como parte de la armadura longitudinal total requerida.

5.14.1.2.7c Grado de Continuidad en los Diversos Estados Límites

Si la tensión calculada en el fondo de la junta para la combinación de cargas permanentes impuestas, asentamiento, fluencia lenta, contracción, 50 por ciento de la sobrecarga y gradiente de temperatura, si corresponde, es de compresión, la junta se puede considerar totalmente eficiente.

Las estructuras con juntas de construcción totalmente eficientes en los pilares internos se deberán diseñar como estructuras totalmente continuas en todos los estados límites para las cargas aplicadas luego del cierre.

Las estructuras con juntas de construcción parcialmente eficientes en los pilares internos se deberán diseñar como estructuras continuas para las cargas aplicadas luego del cierre solamente para los estados límites de resistencia y evento extremo.

Si la resistencia al momento negativo de la junta en un pilar interno es menor que la resistencia total requerida, se

C5.14.1.2.7b

Algunos ensayos recientes realizados en elementos estructurales continuos y modelos a escala real indican que, a menos que la armadura esté anclada en una zona comprimida, su eficiencia se vuelve cuestionable en el estado límite de resistencia (*Priestley* 1993). La intención de desfasar los extremos de las barras es distribuir las solicitaciones locales.

5.14.1.2.7c

En algunos casos aislados, especialmente cuando las vigas no estaban maduras en el momento de colocar el hormigón de la losa, se ha observado que la combadura hacia arriba de la superestructura provocada por la fluencia lenta causó la separación de la junta de cierre. Esta separación puede hacer que la estructura actúe como simplemente apoyada en los estados límites de servicio y fatiga, sólo volviendo a la continuidad en el estado límite de resistencia o cerca del estado límite de resistencia.

Además de indicar una secuencia de colado del hormigón in situ, el Diseñador puede exigir una edad mínima para el uso de componentes de hormigón prefabricados.

deberán investigar adecuadamente las resistencias al momento positivo en los tramos adyacentes para cada estado límite.

5.14.1.2.8 Juntas de Construcción Longitudinales

Las juntas de construcción longitudinales entre los elementos de hormigón prefabricados solicitados a flexión deberán consistir en un conector llenado de mortero sin contracción que alcance una resistencia a la compresión de 28 MPa en 24 horas. La altura del conector no deberá ser menor que 125 mm.

Si los elementos se postesan transversalmente de forma conjunta, se puede asumir que las alas superiores actúan como una losa monolítica. Sin embargo, no se deberá aplicar el diseño empírico de losas especificado en el Artículo 9.7.2.

La magnitud del pretensado transversal se puede determinar ya sea mediante el método de las franjas o bien utilizando un análisis bidimensional. El pretensado transversal, luego de todas las pérdidas, no deberá ser menor que 1,7 MPa a través del conector. En los últimos 900 mm de los extremos libres se deberá duplicar la tensión de pretensado transversal requerida. Los tendones de postesado transversal se deberían ubicar en la línea de centro del conector.

5.14.1.3 Vigas Tipo Cajón y Vigas Te Hormigonadas In Situ

5.14.1.3.1 Espesor de las Alas y las Almas

5.14.1.3.1a Ala Superior

El espesor de las alas superiores que trabajan como losas de tablero deberá ser:

- Como se determina en la Sección 9;
- Según lo requerido para anclaje y recubrimiento del pretensado transversal, si corresponde; y
- No menor que 1/20 de la longitud libre entre chaflanes, acartelamientos o almas, a menos que se utilicen nervios transversales con una separación igual a la longitud libre o que se provea pretensado transversal.

5.14.1.3.1b Ala Inferior

El espesor del ala inferior no deberá ser menor que:

C5.14.1.2.8

Este artículo se refiere a los sistemas de tablero compuestos totalmente por vigas prefabricadas de sección tipo cajón, Te y doble Te, dispuestas una junto a otra y unidas mediante postesado transversal.

Se prefieren las juntas simples en V.

Se anticipa que el mortero y el hormigón se triturarán en la proximidad de las juntas, y esto se puede especificar para la construcción.

- 140 mm;
- 1/16 de la distancia entre chaflanes o almas en el caso de vigas no pretensadas; o
- 1/30 de la longitud libre entre chaflanes, acartelamientos o almas en el caso de vigas pretensadas, a menos que se utilicen nervios transversales con una separación igual a la longitud libre.

5.14.1.3.1c Alma

El espesor de las almas se deberá determinar de acuerdo con los requisitos para corte, torsión, recubrimiento de hormigón y colocación del hormigón.

Las variaciones del espesor del alma se deberán ahusar en una distancia mínima igual a 12,0 veces la diferencia de espesores del alma.

C5.14.1.3.1c

Para poder colocar y compactar el hormigón adecuadamente, se requiere un espesor de alma mínimo de 200 mm en el caso de almas sin vainas de pretensado; 300 mm para almas que sólo tienen vainas longitudinales o verticales; y 380 mm para almas con vainas tanto longitudinales como verticales. Para las vigas de más de aproximadamente 2400 mm de altura, estas dimensiones se deberían incrementar para compensar la mayor dificultad de colocación del hormigón.

5.14.1.3.2 Armadura

5.14.1.3.2a Armadura de la Losa de Tablero en Vigas Tipo Cajón y Doble Te Hormigonadas In Situ

La armadura en la losa de tablero de las vigas tipo cajón y doble Te hormigonadas in situ se puede determinar utilizando el método de diseño tradicional o el método de diseño empírico especificado en la Sección 9.

Si la losa de tablero no se prolonga más allá del alma exterior, como mínimo un tercio de la capa inferior de la armadura transversal de la losa de tablero se deberá prolongar hacia la cara exterior del alma exterior, y se deberá anclar mediante un gancho normal a 90°. Si la losa se prolonga más allá del alma exterior, como mínimo un tercio de la capa inferior de la armadura transversal se deberá prolongar hacia el vuelo de la losa y deberá tener un anclaje más allá de la cara exterior del alma con una resistencia no menor que la proporcionada por un gancho normal.

5.14.1.3.2b Armadura en la Losa Inferior de Vigas Tipo Cajón Hormigonadas In Situ

En la losa inferior se deberá colocar una armadura uniformemente distribuida con un área igual a 0,4 por ciento del área del ala, de forma paralela al tramo de la viga, ya sea en una sola capa o en dos capas. La separación

C5.14.1.3.2b

Este requisito se aplica a secciones tipo cajón tanto de hormigón armado como de hormigón pretensado.

de esta armadura no deberá ser mayor que 450 mm.

En la losa inferior se deberá colocar una armadura uniformemente distribuida con un área igual a 0,5 por ciento de la sección transversal de la losa, en base a la menor altura de la losa, de forma transversal a la longitud de las vigas principales. Esta armadura se deberá distribuir en ambas superficies con una separación máxima de 450 mm. Toda la armadura transversal en la losa inferior se deberá prolongar hasta la cara exterior del alma exterior en cada grupo, y se deberá anclar mediante un gancho normal a 90°.

5.14.2 Construcción por Segmentos

5.14.2.1 Requisitos Generales

Los requisitos aquí especificados deberán complementar los indicados en otras secciones de estas Especificaciones, y se deberán aplicar para las estructuras de hormigón que se diseñan para ser construidas por segmentos.

Estos requisitos se deberán aplicar exclusivamente a las construcciones por segmentos de hormigón de densidad normal.

El método constructivo supuesto para el diseño deberá constar en la documentación técnica. La documentación técnica también deberá indicar los apoyos temporarios requeridos antes del momento en que la estructura, o un componente de la misma, sea capaz de soportar su peso propio y las cargas aplicadas.

La documentación técnica deberá especificar los métodos constructivos alternativos permitidos y las responsabilidades del Contratista si optara por utilizar dichos métodos. Cualquier variación del método constructivo o diseño realizada por el Contratista deberá satisfacer los requisitos del Artículo 5.14.2.5.

C5.14.2.1

Para la construcción por segmentos generalmente se utilizan superestructuras de secciones tipo cajón de una o múltiples celdas, pero también se pueden utilizar secciones tipo viga. La construcción por segmentos incluye las construcciones en las cuales se utilizan los métodos de los voladizos libres, tramo por tramo y lanzamiento por tramos utilizando segmentos o tramos prefabricados u hormigonados in situ conectados entre sí para obtener ya sea tramos simples o tramos continuos.

Las longitudes de tramo de los puentes considerados por estas Especificaciones son de hasta 240.000 mm. Los puentes atirantados no están específicamente cubiertos por este artículo, aunque muchos de los requisitos de estas Especificaciones también son aplicables a los mismos.

Pocas veces se ha utilizado hormigón de baja densidad para la construcción de puentes por segmentos. El uso de agregados de baja densidad representa una importante complicación tanto para las especificaciones de diseño como para las especificaciones de construcción. En vista de esta complicación y tomando en cuenta ciertas dudas respecto de los beneficios económicos que se logran con los agregados de baja densidad, el uso de este tipo de agregados en los puentes contruidos por segmentos no está explícitamente cubierto.

El método constructivo y cualquier apoyo temporario son de vital importancia para el diseño de los puentes de hormigón contruidos por segmentos. Son consideraciones de este tipo las que determinan las condiciones finales en la selección de las dimensiones de las secciones y armaduras y/o pretensado.

Para los puentes contruidos por segmentos, los diseños en general deberían permitirle al Contratista cierta libertad en la elección de los métodos constructivos. Para asegurar que las características y detalles de diseño a utilizar sean compatibles con el método constructivo propuesto, es fundamental exigirle al Contratista que prepare sus planos

de obra y documentación técnica en base al método constructivo que ha elegido, y que presente estos documentos al Ingeniero antes de iniciar los trabajos para su revisión y aprobación.

5.14.2.2 Análisis de los Puentes Construidos por Segmentos

5.14.2.2.1 Requisitos Generales

El análisis de los puentes contruidos por segmentos deberá satisfacer los requisitos de la Sección 4 y los requisitos aquí especificados.

5.14.2.2.2 Análisis Correspondiente a la Etapa Constructiva

Para el análisis de la estructura durante la etapa constructiva, las combinaciones de cargas, tensiones y consideraciones de estabilidad deberán ser como se especifica en el Artículo 5.14.2.3.

5.14.2.2.3 Análisis del Sistema Estructural Definitivo

El sistema estructural definitivo se deberá analizar para determinar la redistribución de las sollicitaciones de la etapa constructiva provocada por las deformaciones internas y cambios de las condiciones de apoyo y vínculo, incluyendo las tensiones residuales acumuladas durante el proceso constructivo.

C5.14.2.2.3

Se han publicado resultados de análisis correspondientes a una superestructura de hormigón construida por segmentos con coeficientes de fluencia lenta de 1, 2 y 3, analizada tanto con el modelo de fluencia lenta de ACI 209 como con el de CEB-FIP (AASHTO 1989). Las tensiones finales permanecieron esencialmente iguales para coeficiente de fluencia lenta igual a 1, 2 y 3 al utilizar los requisitos sobre fluencia lenta de ACI 209. Aunque los análisis realizados con el modelo de fluencia lenta de CEB-FIP evidenciaron mayor variación en las tensiones finales, el rango de tensiones fue pequeño aún para una gran variación de los coeficientes de fluencia. El modelo de fluencia lenta elegido, ACI 209 o CEB-FIP, afecta más a los valores de la tensión final que los coeficientes de fluencia lenta. Sin embargo, es dudoso que el rango de tensiones reflejado en los seis análisis descritos tenga importancia práctica en relación con el comportamiento de la estructura.

Debido a que el coeficiente de fluencia lenta será conocido o se determinará con un grado de precisión razonable de acuerdo con los requisitos de estas Especificaciones, un análisis que utiliza un único valor del coeficiente de fluencia lenta se considera satisfactorio, y en general se considera innecesario utilizar valores más altos y más bajos para este coeficiente. No es la intención implicar que no es necesario determinar los valores del coeficiente de fluencia lenta con precisión, ya que estos valores sí afectan fuertemente las pérdidas de pretensado,

Se deberán investigar las uniones en las vigas por segmentos hechas continuas mediante acero de postesado no adherente, para determinar el efecto conjunto de la fuerza axial, momento y corte que pueden ocurrir simultáneamente en la unión. Estas solicitaciones, la abertura de la unión y la superficie de contacto restante entre los componentes se deberán determinar por consideración global de las deformaciones unitarias y totales. Se deberá sumir que el corte se transmite exclusivamente a través del área de contacto.

5.14.2.3 Diseño

5.14.2.3.1 Cargas

Además de las cargas especificadas en la Sección 3, se deberán considerar las cargas constructivas especificadas en los Artículos 5.14.2.3.2 a 5.14.2.3.4.

5.14.2.3.2 Cargas Constructivas

Las cargas y condiciones constructivas supuestas en el diseño y que determinan las dimensiones de las secciones, flechas y requisitos de armadura y/o pretensado se deberán indicar en la documentación técnica como máximos admisibles. Además de las cargas de montaje, cualquier apoyo o restricción temporario requerido se deberá definir en términos de magnitud o incluir como parte del diseño. Se deberán especificar las fuerzas de cierre admisibles provocadas por la corrección de desviaciones. Se deberán considerar debidamente los efectos de cualquier variación del esquema estructural estático durante la construcción y la colocación, modificación o retiro de los apoyos temporarios para equipos especiales, tomando en cuenta las solicitaciones residuales, deformaciones y cualquier sollicitación inducida por las deformaciones.

Se deberán considerar las siguientes cargas constructivas:

DC = peso de la estructura soportada (N)

DIFF = carga diferencial: aplicable sólo a la construcción por voladizos equilibrados; tomar como 2 por ciento de la carga permanente aplicada a un voladizo (N)

DW = carga permanente sobrepuesta (N) o (N/mm)

CLL = sobrecarga constructiva distribuida: una tolerancia que considera diversos elementos de la planta, maquinaria y otros equipos, además del equipo de montaje especializado principal; se toma como 4,8 ×

flechas y acortamiento axial de la estructura.

Si los componentes se unen mediante tendones no adherentes, es posible que las uniones no armadas se abran en los estados límites de resistencia o cerca de los estados límites de resistencia. El Diseñador debería revisar las consecuencias estructurales de esta abertura de las juntas.

C5.14.2.3.2

Las cargas constructivas comprenden todas las cargas que surgen del sistema de obras temporarias y/o equipos de izaje que el Diseñador anticipa se utilizarán de acuerdo con la secuencia y el cronograma constructivo supuestos.

En los puentes contruidos por segmentos muchas veces las cargas y condiciones constructivas supuestas determinan las dimensiones de las secciones y los requisitos de armadura y/o pretensado. Es importante que el Diseñador indique estas condiciones supuestas en la documentación técnica.

No es la intención de estos requisitos limitar al Contratista en cuanto a los medios a utilizar para la construcción. Los controles son fundamentales para impedir que la estructura se dañe durante la construcción y para garantizar que la estructura final sea adecuada. También es fundamental que los oferentes puedan determinar si sus equipos y los métodos constructivos propuestos se pueden emplear sin necesidad de modificar el diseño o los equipos.

La documentación técnica debería exigir la aprobación del Diseñador para cualquier modificación de las cargas o condiciones de montaje supuestas.

Utilizando encofrados deslizantes, barras de alineación diagonal, una torre de tesado o contrapesos externos, es posible imponer cargas constructivas en extremos opuestos de un voladizo. Para permitir el ajuste o corrección de las desviaciones también se ha procedido a enfriar un voladizo con agua. Cualquier desviación de los voladizos interiores se debe corregir en ambos extremos antes de construir los cierres. El pórtico que conecta los extremos de los

10^{-4} MPa por el área de tablero; en la construcción por voladizos esta carga se toma como $4,8 \times 10^{-4}$ MPa en un voladizo y como $2,4 \times 10^{-4}$ MPa en el otro; en los puentes construidos por el método de lanzamiento por tramos esta carga se puede despreciar (MPa)

CE = equipo de construcción especializado: carga de los camiones que entregan los segmentos y cualquier equipo especial incluyendo los encofrados deslizantes, grúa pórtico para el lanzamiento de los tramos, viga y guinche, pórtico o cualquier estructura auxiliar similar y las cargas máximas aplicadas a la estructura por el equipo durante el izaje de los segmentos (N)

IE = carga dinámica de los equipos: determinada de acuerdo con el tipo de maquinaria anticipada (N)

CLE = carga longitudinal correspondiente a los equipos de construcción (N)

U = desequilibrio de los segmentos: efecto de cualquier segmento fuera de equilibrio u otra condición no habitual, según corresponda; se aplica fundamentalmente a la construcción por voladizos equilibrados, pero puede abarcar cualquier secuencia de izaje poco habitual que normalmente no es una característica primaria del sistema constructivo genérico (N)

WS = carga de viento horizontal sobre las estructuras de acuerdo con los requisitos de la Sección 3 (MPa)

WE = carga de viento horizontal sobre los equipos; tomar como $4,8 \times 10^{-3}$ MPa por la superficie expuesta (MPa)

WUP = fuerza de levantamiento del viento sobre un voladizo: $2,4 \times 10^{-4}$ MPa por el área del tablero para construcción por voladizos equilibrados aplicada solamente a uno de los lados, a menos que un análisis de las condiciones locales o la configuración de la estructura indiquen lo contrario (MPa)

A = peso estático del segmento prefabricado que se manipula (N)

AI = respuesta dinámica debida a la liberación o aplicación accidental de la carga de un segmento prefabricado u otra aplicación brusca de una carga estática que se debe sumar a la carga permanente; se toma como 100 por ciento de la carga *A* (N)

voladizos en las capas de cierre se debería detallar de manera de impedir rotaciones diferenciales entre voladizos hasta que la última conexión estructural se haya completado. La magnitud de las fuerzas de cierre no debe inducir en la estructura tensiones mayores que las indicadas en la Tabla 5.14.2.3.3-1.

La carga *DIFF* permite posibles variaciones del peso de la sección transversal provocadas por irregularidades en la construcción.

Para el caso de un izaje muy gradual de los segmentos, si la carga involucra pequeños efectos dinámicos, la carga dinámica *IE* se puede tomar igual al 10 por ciento del peso izado.

La siguiente información se basa en algunas experiencias del pasado y debe ser considerada como extremadamente preliminar. El peso de los encofrados deslizantes para la construcción por segmentos colada in situ de un típico puente de dos carriles con segmentos de 4500 a 4900 mm se puede estimar entre 710.000 y 800.000 N. El peso de los encofrados deslizantes para secciones tipo cajón de dos celdas de mayor ancho puede ser de hasta aproximadamente 1.250.000 N. Para obtener un valor de diseño correspondiente al peso de los encofrados deslizantes, se recomienda consultar a contratistas que tengan experiencia en este tipo de construcciones.

CR = efectos de la fluencia lenta de acuerdo con el Artículo 5.14.2.3.6

SH = contracción de acuerdo con el Artículo 5.14.2.3.6

T = efectos térmicos: sumatoria de los efectos debidos a la variación uniforme de la temperatura (TU) y a los gradientes de temperatura (TG) (grados)

5.14.2.3.3 *Combinaciones de Cargas Constructivas en el Estado Límite de Servicio*

Las tensiones en los estados límites de servicio se deberán determinar como se especifica en la Tabla 1, para la cual se aplican las siguientes notas:

- Nota 1: equipos no funcionando,
- Nota 2: montaje normal, y
- Nota 3: equipos en movimiento.

Los límites de tensión deberán satisfacer el Artículo 5.9.4.

La distribución y aplicación de las cargas de montaje individuales correspondientes a una fase de la construcción se deberán seleccionar de manera que produzcan los efectos más desfavorables. La tensión de compresión del hormigón debida a las cargas constructivas no deberá ser mayor que $0,50 f'_c$, siendo f'_c la tensión de compresión en el momento de aplicación de las cargas.

Las tensiones de tracción en el hormigón debidas a las cargas constructivas no deberán ser mayores que los valores especificados en la Tabla 1, excepto que para las estructuras con uniones Tipo A en las cuales menos del 60 por ciento de su capacidad de tendones es proporcionada por tendones internos las tensiones de tracción no deberán ser mayores que $0,25 \sqrt{f'_c}$. Para las estructuras con uniones tipo B no estará permitida ninguna tensión de tracción.

C5.14.2.3.3

Las tensiones indicadas en la Tabla 1 limitan las tensiones provocadas por las cargas constructivas a valores menores que el módulo de rotura del hormigón para las estructuras con tendones internos y uniones Tipo A. Por lo tanto, las tensiones provocadas por las cargas constructivas no deberían generar fisuración.

Tabla 5.14.2.3.3-1 – Factores de carga y límites para la tensión de tracción para las combinaciones de cargas constructivas

Combinación de Cargas	FACTORES DE CARGA																Límites para la tensión de tracción		Ver Nota
	Carga Permanente			Sobrecarga				Carga de Viento			Otras Cargas				Cargas de suelo	Excluyendo "Otras Cargas"	Incluyendo "Otras Cargas"		
	<i>DC</i>	<i>DIFF</i>	<i>U</i>	<i>CLL</i>	<i>CE</i>	<i>IE</i>	<i>CLE</i>	<i>WS</i>	<i>WUP</i>	<i>WE</i>	<i>CR</i>	<i>SH</i>	<i>TU</i>	<i>TG</i>	<i>WA</i>			<i>EH</i> <i>EV</i> <i>ES</i>	
a	1,0	1,0	0,0	1,0	1,0	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0	1,0	1,0	γ_{TG}	1,0	1,0	$0,50\sqrt{f_c'}$	$0,58\sqrt{f_c'}$	-
b	1,0	0,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0	1,0	1,0	γ_{TG}	1,0	1,0	$0,50\sqrt{f_c'}$	$0,58\sqrt{f_c'}$	-
c	1,0	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,7	0,7	0,0	1,0	1,0	1,0	γ_{TG}	1,0	1,0	$0,50\sqrt{f_c'}$	$0,58\sqrt{f_c'}$	-
d	1,0	1,0	0,0	1,0	1,0	0,0	0,0	0,7	1,0	0,7	1,0	1,0	1,0	γ_{TG}	1,0	1,0	$0,50\sqrt{f_c'}$	$0,58\sqrt{f_c'}$	1
e	1,0	0,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,0	0,3	0,0	0,3	1,0	1,0	1,0	γ_{TG}	1,0	1,0	$0,50\sqrt{f_c'}$	$0,58\sqrt{f_c'}$	2
f	1,0	0,0	0,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,3	0,0	0,3	1,0	1,0	1,0	γ_{TG}	1,0	1,0	$0,50\sqrt{f_c'}$	$0,58\sqrt{f_c'}$	3

5.14.2.3.4 Combinaciones de Cargas Constructivas en los Estados Límites de Resistencia

La resistencia mayorada de un elemento, determinada usando los factores de resistencia especificados en el Artículo 5.5.4.2.2, no deberá ser menor que los siguientes valores:

- Para solicitaciones máximas:

$$\sum \gamma Q = 1,1(DL + DIFF) + 1,3 CE + A + AI \quad (5.14.2.3.4-1)$$

- Para solicitaciones mínimas:

$$\sum \gamma Q = DL + CE + A + AI \quad (5.14.2.3.4-2)$$

5.14.2.3.5 Efectos Térmicos Durante la Construcción

Se deberán considerar los efectos térmicos que pueden ocurrir durante la construcción del puente.

La documentación técnica deberá especificar las variaciones de la temperatura de colocación para los apoyos y juntas de expansión.

C5.14.2.3.5

Los requisitos del Artículo 3.12 se basan en variaciones anuales de la temperatura, y se deberían ajustar para la duración real de la construcción de la superestructura así como para las condiciones locales.

En general no se considera necesario realizar un análisis transversal para los efectos de los diferenciales de temperatura dentro y fuera de las secciones tipo cajón. Sin embargo, es posible que sea necesario realizar un análisis de este tipo en el caso de puentes relativamente bajos con almas de gran espesor. En este caso, se recomienda utilizar un diferencial de temperatura de $\pm 6,0^\circ\text{C}$.

5.14.2.3.6 Contracción y Fluencia Lenta

El coeficiente de fluencia lenta $\psi(t, t_i)$ se deberá determinar de acuerdo con el Artículo 5.4.2.3 o bien mediante ensayos. Se deberán determinar las tensiones para la redistribución de las tensiones de restricción desarrolladas por fluencia lenta y contracción que se basan en el cronograma constructivo supuesto según lo indicado en la documentación técnica.

Para determinar las fuerzas de postesado finales, se deberán calcular las pérdidas de pretensado correspondientes al cronograma indicado en la documentación técnica.

C5.14.2.3.6

Se han publicado gran cantidad de programas computacionales y procedimientos analíticos que permiten determinar los efectos de la fluencia lenta y la contracción en los puentes de hormigón contruidos por segmentos.

Las deformaciones por fluencia lenta y pérdidas de pretensado que ocurren luego del cierre de la estructura provocan una redistribución de las solicitaciones.

Para las cargas permanentes, el comportamiento de los puentes por segmentos luego de su cierre se puede aproximar utilizando un módulo de elasticidad efectivo, E_{eff} , que se puede calcular como:

$$E_{eff} = \frac{E_c}{\psi(t, t_i) + 1} \quad (C5.14.2.3.6-1)$$

donde:

$\psi(t, t_i)$ = coeficiente de fluencia lenta

El informe del Comité ACI 209, *Prediction of Creep, Shrinkage and Temperature Effects in Concrete Structures* (ACI 1982) presenta una serie de ecuaciones para evaluar los efectos dependientes del tiempo de la fluencia lenta y la contracción. En el documento *CEB-FIP Model Code* (CEB 1990) se presenta un procedimiento basado en valores gráficos para los parámetros de fluencia lenta y contracción. En el Apéndice, la norma *AASHTO Guide Specifications for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges* (AASHTO 1989) y Ketchum (1986) se comparan los efectos de la aplicación de los requisitos de ACI y CEB.

Bryant y Vadhanavikkit (1987) sugieren que las predicciones de ACI 209 subestiman las deformaciones por fluencia lenta y contracción para los elementos de grandes dimensiones usados en los puentes construidos por segmentos. Las predicciones de la fluencia lenta de ACI 209 corresponden consistentemente a alrededor del 65 por ciento de los resultados experimentales obtenidos en estos ensayos. El informe sugiere modificar las ecuaciones de ACI 209 en base al tamaño o espesor de los elementos.

5.14.2.3.7 Pérdidas de Pretensado

Se deberán aplicar los requisitos aplicables del Artículo 5.9.5.

C5.14.2.3.7

Los coeficientes de fricción y desviación de las vainas de pretensado indicados en el Artículo 5.9.5.2.2 para vainas galvanizadas fueron desarrollados para puentes convencionales tipo viga cajón hormigonados in situ, en base a ensayos realizados in situ para tendones de diferentes tamaños y longitudes. Los valores son razonablemente precisos para tendones compuestos por 12 cables de 12,7 mm de diámetro en vainas de metal galvanizado de 67 mm de diámetro. Ensayos realizados y otras experiencias indican que para tendones y vainas de mayor tamaño estos valores resultan conservadores. Sin embargo, la experiencia con los puentes de hormigón por segmentos construidos hasta la fecha con frecuencia indica que hay mayores pérdidas por fricción y desviación de las vainas debido al movimiento de las vainas durante la colocación del hormigón y falta de alineación en las uniones entre segmentos. Por este motivo, en los proyectos de envergadura se recomienda realizar ensayos de fricción in situ en una etapa temprana de la construcción a fin de obtener una base para modificar los valores de las pérdidas por fricción y desviación de las vainas de pretensado. No es posible recomendar valores razonables para los coeficientes de fricción y desviación de las vainas que permitan tomar en cuenta los problemas de desviación severa de los ductos. Como una manera de compensar las elevadas pérdidas por fricción o desviación de las vainas, así como otras contingencias imprevistas, se requieren vainas adicionales de acuerdo con el Artículo 5.14.2.3.8.

5.14.2.3.8 Vainas y Anclajes de Postesado Provisorios

5.14.2.3.8a Requisitos Generales

Se deberán considerar requisitos para ajustar la fuerza de pretensado a fin de compensar las pérdidas inesperadas que pudieran ocurrir durante la construcción o después de la misma, las cargas permanentes futuras, y la limitación de la fisuración y las deformaciones. Si estos ajustes se estiman necesarios, se deberán satisfacer los requisitos aquí especificados.

5.14.2.3.8b Puentes con Vainas Internas

Para los puentes con vainas internas, se deberán proveer capacidad de anclaje y vainas provisorias para los tendones de momento negativo y positivo simétricamente alrededor del eje del puente para considerar un aumento de la fuerza de postesado durante la construcción original. La potencial fuerza provisoria total de los anclajes y vainas tanto de momento positivo como de momento negativo no deberá ser menor que 5 por ciento de las fuerzas totales de postesado de momento positivo y negativo, respectivamente. Los anclajes para la fuerza de pretensado provisoria se deberán distribuir uniformemente a intervalos de tres segmentos a lo largo del puente.

Se deberá proveer como mínimo una vaina vacía por alma. Para los puentes continuos no es necesario utilizar capacidad de anclaje y vainas provisorias para momento positivo para 25 por ciento de la longitud del tramo a cada lado de los apoyos de las pilas.

Cualquier vaina provisoria no utilizada para ajustar la fuerza de pretensado se deberá inyectar en el mismo momento que las demás vainas del tramo.

5.14.2.3.8c Previsión de Ajustes para Cargas Permanentes o Flechas Futuras

Se deberán tomar recaudos para el acceso y la fijación de los anclajes, aberturas pasantes, y bloques de desviación a fin de permitir la futura adición de tendones externos no adherentes, protegidos contra la corrosión, ubicados dentro de la sección tipo cajón simétricamente respecto del eje del puente para una fuerza de postesado como mínimo igual a 10 por ciento de la fuerza de postesado de momento positivo y momento negativo.

C5.14.2.3.8b

El exceso de capacidad se puede proveer utilizando vainas sobredimensionadas y accesorios sobredimensionados para los dispositivos de anclaje en ciertas ubicaciones.

El objetivo de inyectar las vainas no utilizadas es impedir que quede agua atrapada dentro de las mismas.

C5.14.2.3.8c

Esto considera la futura adición de tendones de postesado internos no adherentes tendidos desde la parte superior del diafragma en los pilares hasta la intersección del alma y el ala en la mitad del tramo. Los tendones de tramos adyacentes se deberían solapar en caras opuestas del diafragma para proveer capacidad de momento negativo. El 10 por ciento de la fuerza de postesado de momento positivo y momento negativo es un valor arbitrario pero razonable. Es posible prever mayores cantidades de acero de postesado, si fuera necesario, para soportar cargas permanentes adicionales específicas apropiadas para la estructura.

5.14.2.3.9 *Presentación del Plan de Postesado*

5.14.2.3.9a *Requisitos Generales*

La documentación técnica deberá seguir uno de los dos métodos de presentación siguientes:

- Método A – Planos totalmente detallados, tanto dimensional como estructuralmente, incluyendo las longitudes de los segmentos, juntas de construcción, tamaño y geometría de los tendones, fuerzas de tesado, detalles de las armaduras no pretensadas, información sobre flechas, y un método constructivo
- Método B – Planos indicando las dimensiones del hormigón, longitudes de los segmentos, detalles de las armaduras no pretensadas, fuerza de tesado y requisitos de excentricidad en forma de diagramas de fuerza y/o momento luego de las pérdidas por fricción en el momento de la construcción, información sobre flechas, y un método constructivo

5.14.2.3.9b *Documentación Técnica Preparada de Acuerdo con el Método A*

Si el Ingeniero prepara la documentación técnica según lo especificado para el Método A, el Ingeniero será totalmente responsable por toda la información contenida en los planos, incluyendo la exactitud de las dimensiones y la construcción libre de interferencias. El Ingeniero también será responsable por la factibilidad de las etapas constructivas en las cuales se basa el diseño.

La documentación técnica le permitirá al Contratista revisar los tamaños y la disposición de los tendones indicados en los planos, siempre que las fuerzas de postesado y los momentos debidos a las fuerzas de postesado, es decir las fuerzas multiplicadas por las excentricidades, no sean mayores que las representadas en los planos totalmente detallados y no más de 5 por ciento en exceso en ninguna sección. En este caso, la documentación técnica deberá exigir que el Contratista prepare planos dimensionales, establezca las pérdidas por fricción en el momento del tesado, y acepte la responsabilidad por las modificaciones.

5.14.2.3.9c *Documentación Técnica Preparada de Acuerdo con el Método B*

Si el Ingeniero prepara la documentación técnica según lo especificado para el Método B, el Ingeniero será responsable por la suficiencia global de la estructura, incluyendo las etapas constructivas en las cuales se basa el diseño. La documentación técnica deberá permitir que el

Contratista elija los tamaños de los tendones y la disposición de los mismos. La documentación técnica deberá exigir que el Contratista satisfaga el diagrama de momentos debido al pretensado luego de las pérdidas por fricción pero antes de las pérdidas por fluencia lenta, contracción y relajación, y que no lo supere en más del 5 por ciento, que sea totalmente responsable por los detalles de la disposición de los tendones, y que sea responsable por preparar planos detallados del corte y doblado de las armaduras no pretensadas en base a los requisitos indicados en la documentación técnica.

5.14.2.3.9d Planos de Obra

Los planos de obra para el postesado y otros elementos embebidos, tales como las juntas de expansión, los apoyos y los bulones de anclaje, entregados por los proveedores deberán ser revisados y aprobados por el Ingeniero, quien verificará que sean adecuados para el diseño conceptual y que satisfagan los planos y especificaciones de diseño. Si se modifica la documentación preparada de acuerdo con el Método A, o si la documentación técnica no contiene información dimensional detallada, como en el caso de aquella preparada de acuerdo con el Método B, será responsabilidad del Contratista coordinar la colocación de todos los elementos embebidos y corregir cualquier interferencia. La disposición de los elementos para el postesado gobernará la disposición de la armadura no pretensada. Si fuera necesario, se deberá ajustar la ubicación de la armadura no pretensada a fin de permitir la colocación de los tendones.

5.14.2.3.10 Dimensiones y Detalles de las Secciones Transversales Tipo Viga Cajón

5.14.2.3.10a Espesor Mínimo de las Alas

Los espesores de las ala superior e inferior no deberá ser menor que ninguno de los valores siguientes:

- 1/30 de la longitud libre entre almas o acartelamientos. Una dimensión menor requeriría nervios transversales con una separación igual a la longitud libre entre almas o acartelamientos.
- El espesor del ala superior no deberá ser menor que 225 mm en las zonas de anclaje si se utiliza postesado transversal ni menor que 200 mm fuera de las zonas de anclaje o para las losas pretensadas.

Si la luz libre entre almas o acartelamientos es mayor o igual que 4500 mm se deberá utilizar postesado o pretensado transversal. El diámetro de los cables utilizados

C5.14.2.3.10a

Se prefiere un espesor de ala superior de 225 mm en el área de los anclajes para los tendones de postesado transversal. Se recomienda que el espesor mínimo de ala sea de 200 mm.

para el pretensado transversal deberá ser menor o igual que 12,7 mm.

5.14.2.3.10b *Espesor Mínimo de las Almas*

Se deberán aplicar los siguientes valores mínimo, con las excepciones aquí especificadas:

- Almas sin tendones de postesado longitudinal o vertical – 200 mm
- Almas con tendones de postesado longitudinal (o vertical) solamente – 300 mm
- Almas con tendones de postesado tanto longitudinal como vertical – 375 mm

El espesor mínimo de las almas nervuradas se puede tomar como 175 mm.

5.14.2.3.10c *Longitud en Voladizo del Ala Superior*

La longitud en voladizo del ala superior, medida a partir del eje del alma, preferentemente no debería ser mayor que 0,45 veces la longitud interior del ala superior medida entre los ejes de las almas.

5.14.2.3.10d *Dimensiones Globales de la Sección Transversal*

Preferentemente las dimensiones globales de la sección transversal de una viga cajón no deberán ser menores que las requeridas para limitar la flecha debida a la sobrecarga más las cargas de impacto, calculada usando el momento de inercia de la sección bruta y el módulo de elasticidad secante, a 1/1000 del tramo. La sobrecarga deberá consistir en todos los carriles de circulación totalmente cargados y ajustada según el número de carriles cargados como se especifica en el Artículo 3.6.1.1.2. La sobrecarga se deberá considerar uniformemente distribuida entre todos los elementos longitudinales solicitados a flexión.

C5.14.2.3.10d

Con cuatro carriles de sobrecarga y utilizando los factores de reducción aplicables, la flecha por sobrecarga del modelo del puente Corpus Christi fue de aproximadamente $L/3200$ en el tramo principal. El límite de $L/1000$ se eligió arbitrariamente de manera de proporcionar algún lineamiento respecto de las máximas flechas por sobrecarga que se anticipan para puentes de hormigón contruados por segmentos con secciones transversales en forma de viga cajón de dimensiones normales.

Utilizando una altura de viga y una separación de almas determinadas de acuerdo con los siguientes rangos de dimensiones, en general se obtendrán flechas satisfactorias:

- Viga de altura constante

$$1/5 > d_o/L > 1/30$$

óptimo 1/18 a 1/20

donde:

d_o = altura de la viga (mm)

L = longitud de tramo entre apoyos (mm)

En el caso de las vigas lanzadas por tramos, la altura de la viga preferentemente deberá estar comprendida entre los siguientes límites:

Para $L = 30.000$ mm, $1/15 < d_o/L < 1/12$

Para $L = 60.000$ mm, $1/13,5 < d_o/L < 1/11,5$

Para $L = 90.000$ mm, $1/12 < d_o/L < 1/11$

- Viga de altura variable con acartelamientos rectos en el pilar: $1/16 > d_o/L > 1/20$; óptimo $1/18$

en el centro del tramo: $1/22 < d_o/L < 1/28$;
óptimo $1/24$

Se requerirá un diafragma en el punto en el cual el ala inferior cambia de dirección.

- Viga de altura variable con acartelamientos circulares o parabólicos en el pilar: $1/16 > d_o/L > 1/20$;
óptimo $1/18$

en el centro del tramo: $1/30 > d_o/L > 1/50$

Relación entre la altura y el ancho

Si $d_o/b \geq 1/6$, preferentemente se debería utilizar un cajón de una sola celda.

Si $d_o/b < 1/6$, preferentemente se debería utilizar un cajón de dos celdas.

donde:

b = ancho del ala superior

Si en un cajón de una sola celda la relación entre la altura y el ancho supera los límites especificados será necesario realizar un análisis más riguroso, y es posible que se requieran vigas de borde longitudinales en el extremo del voladizo para distribuir las cargas que actúan en los voladizos. En tal caso se debería realizar un análisis del retraso del corte. La distribución transversal de las cargas no aumenta sustancialmente cuando se utilizan tres o más celdas.

5.14.2.3.10e Sobrecapas

Se deberá considerar el uso de sobrecapas en todos los tableros de puentes expuestos a ciclos de congelamiento y deshielo y aplicación de compuestos químicos anticongelantes. La autoridad competente debería considerar proveer protección adicional contra la penetración de cloruros. Para todos los tipos de puentes construidos por segmentos (tanto prefabricados como hormigonados in situ) se recomienda proveer esta protección adicional agregando como mínimo 38 mm de recubrimiento de hormigón en forma de sobrecapa o alternativamente una membrana impermeable con sobrecapa bituminosa. La autoridad competente podrá exigir materiales y técnicas de colocación específicas estipuladas por la práctica local.

C5.14.2.3.10e

Se recomienda utilizar de sobrecapas en lugar de agregar hormigón en forma monolítica, ya que la sobrecapa agregará protección en las uniones críticas entre segmentos. Generalmente la deslaminación de las sobrecapas se debe a prácticas de colocación deficientes o a la incorrecta selección de los materiales, y por lo tanto este problema se puede resolver. No se recomienda obtener el recubrimiento adicional de hormigón simplemente aumentando los recubrimientos calculados. Este tipo de recubrimiento adicional no protegerá las juntas entre segmentos, el área donde es más probable que el agua se infiltre hasta llegar a los cables de pretensado y armaduras.

Cuando se utilizan sobrecapas se debe prestar particular atención a los detalles a fin de asegurar que se obtengan en obra las alturas de baranda calculadas. Todas las barandas ubicadas junto a las áreas del tablero en las cuales se ha de colocar una sobrecapa se deberían detallar a partir de la parte superior de la sobrecapa.

La necesidad de retirar y reemplazar una sobrecapa se puede determinar midiendo la penetración de cloruros en la misma. Utilizar hormigón de alta performance es una forma efectiva de minimizar la penetración de cloruros en el hormigón.

Los puentes ubicados en otros tipos de ambientes corrosivos, como por ejemplo los puentes en áreas costeras sobre aguas marinas, se deberían evaluar para determinar si será necesario disponer protección adicional.

5.14.2.3.11 Diseño Sismorresistente

El diseño de las superestructuras por segmentos con conexiones resistentes al momento entre las columnas y la superestructura deberá considerar las fuerzas de rotulación inelástica de las columnas de acuerdo con el Artículo 3.10.9.4.3. Las superestructuras de puentes ubicados en Zonas Sísmicas 3 y 4 con conexiones resistentes al momento entre las columnas y la superestructura se deberán armar con detalles dúctiles para resistir las demandas de flexión longitudinal y transversal producidas por la rotulación plástica de las columnas.

Las uniones entre segmentos deberán proveer capacidad para transferir las demandas sísmicas.

En las Zonas Sísmicas 3 y 4 se deberán proveer tendones internos para soportar la carga permanente de la superestructura con un factor de carga igual a 1,3. La tensión media en el acero de pretensado de los tendones internos para este caso de carga se deberá calcular de acuerdo con el Artículo 5.7.3.1.1. No más del 50 por ciento de la fuerza de postesado total se deberá proveer mediante

C5.14.2.3.11

La distinción entre tendones internos y tendones externos en cuanto a su comportamiento sísmico refleja el hecho general de que los tendones internos están adheridos efectivamente en todas las secciones del tramo, mientras que los tendones externos sólo están adheridos efectivamente en sus anclajes y en uno o dos desviadores intermedios. Por lo tanto, la resistencia y ductilidad totales que se logran con los tendones internos son considerablemente mayores que las que se logran con los tendones externos. Sin embargo, algunos ensayos han demostrado que, aumentando el número de ubicaciones en las cuales los tendones externos están adheridos efectivamente a la superestructura, es posible lograr importantes aumentos de la ductilidad y la resistencia (*Hindi et al.* 1996). De hecho, cuando los tendones externos estaban adheridos de forma discreta en diez puntos a lo largo del tramo, la resistencia última y la correspondiente ductilidad de los tramos con uniones epoxi fueron iguales al 95 por ciento de los valores

tendones externos.

calculados para tramos con todos sus tendones internos. Esta adherencia discreta de los tendones externos se puede materializar fácilmente en operaciones posteriores al montaje, siempre y cuando esto se considere para las etapas de diseño y colado.

5.14.2.4 Tipos de Puentes por Segmentos

5.14.2.4.1 Requisitos Generales

Los puentes diseñados para superestructuras colocadas por segmentos deberán satisfacer los requisitos aquí especificados, en base al método de colocación del hormigón y a los métodos de montaje a utilizar.

C5.14.2.4.1

Los puentes de hormigón por segmentos prefabricados normalmente se instalan mediante voladizos equilibrados, usando cerchas de montaje o colocación progresiva.

Los puentes instalados por voladizos equilibrados o colocación progresiva generalmente utilizan tendones internos. Los puentes construidos con cerchas de montaje pueden utilizar tendones internos, tendones externos, o una combinación de tendones internos y externos. Debido a consideraciones relacionadas con el peso de los segmentos, las longitudes de tramo para los puentes tipo cajón por segmentos prefabricados rara vez son mayores que 125.000 mm, excepto en el caso de los puentes atirantados.

5.14.2.4.2 Detalles para las Construcciones con Segmentos Prefabricados

C5.14.2.4.2

La resistencia a la compresión del hormigón de los segmentos prefabricados no deberá ser menor que 17 MPa antes de retirar los encofrados. Además, los segmentos deberán tener una madurez equivalente a 14 días a 21°C antes de colocarlos en la estructura.

La intención de este requisito es limitar la magnitud de las flechas durante la etapa constructiva e impedir que se produzcan deflexiones erráticas y fluencia lenta.

En las almas de los puentes construidos con segmentos prefabricados deberá haber múltiples conectores de corte de pequeña amplitud en uniones machimbradas; estos conectores se deberán extender en la mayor parte del alma posible, manteniendo la compatibilidad con los otros detalles. Los detalles de los conectores de corte en las almas deberían ser similares a los ilustrados en la Figura 1. También se deberán proveer conectores de corte en las losas superior e inferior. Los conectores en las losas superior e inferior pueden ser grandes conectores de un único elemento.

Los conectores de corte de pequeña amplitud en las almas son menos susceptibles a los daños durante la etapa constructiva, daños que provocan pérdida del control de la geometría, que los grandes conectores de un único elemento. Los conectores de corte en las alas superior e inferior son menos susceptibles a este tipo de daños.

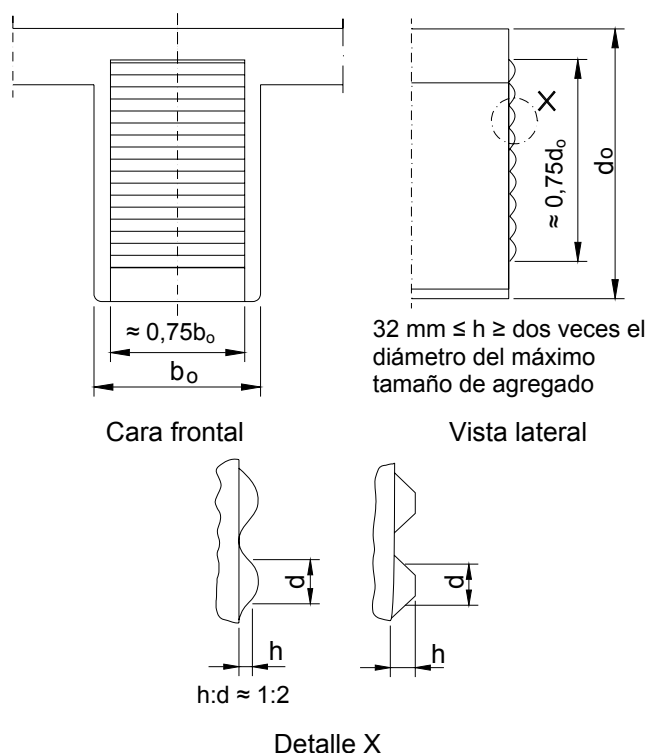


Figura 5.14.2.4.2-1 – Ejemplo de conectores de corte de pequeña amplitud

Las uniones en los puentes construidos por segmentos prefabricados deberán ser ya sea cierres hormigonados in situ o bien uniones machimbradas.

En los puentes construidos por segmentos prefabricados con tendones de postesado internos y en los puentes ubicados en áreas sujetas a temperaturas de congelamiento o productos químicos anticongelantes, se deberán utilizar uniones adherentes.

El machimbrado es necesario para asegurar el control de la geometría cuando se arman nuevamente los segmentos.

El epoxi en ambas caras funciona como lubricante durante la colocación de los segmentos, impide el ingreso de agua, constituye un sello para impedir intercambios durante la inyección, y provee algo de resistencia a la tracción en la unión.

Al adoptar la revisión del año 2003 se eliminó el uso de uniones secas (identificadas como uniones Tipo B en ediciones previas de estas Especificaciones) debido a la naturaleza crítica de la armadura de postesado y a la necesidad de contar con un sistema de protección de múltiples capas. La falla atribuible a la corrosión de algunas armaduras postesadas en Florida y Europa impulsó la revisión de la efectividad de los sistemas de protección de múltiples capas que se utilizaban anteriormente. La revisión más rigurosa fue la realizada por la British Concrete Society; sus recomendaciones se pueden consultar en el informe titulado "Puentes Durables de Hormigón Postesado." Este informe europeo codifica la necesidad de contar con un sistema de protección de tres niveles y sugiere detalles para lograr los resultados requeridos. También discute mejores materiales y métodos para las vainas y su inyección. Como resultado de este informe europeo y de otros estudios realizados por el Dr. John Breen de la Universidad de Texas, Austin, los

Un sistema de pretensado temporario deberá proveer como mínimo una tensión de compresión de 0,21 MPa y una tensión promedio de 0,28 MPa a través de la junta hasta que la resina epoxi haya sido curada.

5.14.2.4.3 Detalles para las Construcciones con Segmentos Hormigonados In Situ

Se deberá especificar que las uniones entre segmentos hormigonados in situ deben tener una rugosidad intencional que exponga los agregados gruesos, o bien que sean con conectores.

El ancho de las juntas de cierre deberá permitir el acoplamiento de las vainas de los tendones.

Se deberán proveer diafragmas en los estribos, pilas, uniones articuladas y puntos de quiebre del ala inferior en las estructuras con acartelamientos rectos. Los diafragmas deberán ser macizos en las pilas y estribos, excepto por las aberturas de acceso y para colocación de tuberías para servicios. Los diafragmas deberán tener como mínimo el ancho requerido por el diseño, con un vuelo mínimo sobre los apoyos no menor que 150 mm.

5.14.2.4.4 Construcción por Voladizos

Los requisitos aquí especificados se deberán aplicar tanto a la construcción por voladizos prefabricados como a la construcción por voladizos hormigonados in situ.

Los tendones longitudinales se pueden anclar en las almas, en la losa, o en tacos para anclajes que sobresalen del alma o la losa. En cada segmento se deberán anclar como mínimo dos tendones longitudinales.

En la porción en voladizo de la estructura se deberá investigar el vuelco durante el montaje. El factor de seguridad contra el vuelco no deberá ser menor que 1,5 bajo ninguna combinación de cargas, según se especifica en el Artículo 5.14.2.3.3. La velocidad mínima del viento a utilizar en los análisis de estabilidad durante el montaje deberá ser igual a 90 km/h, a menos que mediante análisis o registros meteorológicos se obtenga una mejor estimación de la velocidad del viento.

Se deberán anclar tendones de continuidad como mínimo un segmento más allá del punto en el cual teóricamente son requeridos para las tensiones.

sistemas de protección de múltiples niveles para postesado han sido universalmente aceptados.

La norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications* requiere esta tensión temporaria para asegurar la plena adherencia y lograr un espesor de epoxi constante. Las variaciones podrían provocar una acumulación sistemática de errores geométricos. Durante el período de curado inicial se deberían evitar las grandes variaciones en la tensión en las uniones epoxi.

C5.14.2.4.3

La norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications* requiere que las uniones verticales tengan conectores. Sin embargo, se anticipa que cuidando de lograr una buena rugosidad durante la preparación de las uniones se asegurará la adherencia entre los segmentos, logrando una mejor resistencia al corte que la que se puede lograr usando conectores.

C5.14.2.4.4

Durante el montaje se puede proveer estabilidad mediante conexiones columna/superestructura resistentes al momento, apuntalamientos, o una viga de lanzamiento. Las cargas a considerar incluyen los equipos de construcción, los encofrados, los materiales almacenados o acopiados, y la carga del viento.

La velocidad de 90 km/h corresponde al factor de carga 0,30 de la Tabla 3.4.1-1.

Debido al retraso del corte, la fuerza en los tendones requiere una "longitud de inducción" antes de poder asumir que es efectiva en la totalidad de la sección.

La documentación técnica deberá especificar las longitudes de los segmentos supuestas en el diseño. Cualquier modificación propuesta por el Contratista se deberá apoyar en nuevos análisis de la construcción y cálculo de las tensiones finales.

La documentación técnica deberá especificar el peso del encofrado deslizante supuesto en los cálculos de tensiones y flechas.

Para la construcción por voladizos libres, las longitudes de los segmentos generalmente están comprendidas entre 3000 y 5500 mm. Las longitudes pueden variar dependiendo del método constructivo utilizado, la longitud de tramo y la ubicación de los segmentos dentro del tramo.

El peso de los encofrados deslizantes para un típico puente de 12.000 mm de ancho de dos carriles con segmentos de 4500 a 4850 mm se puede estimar entre 700.000 y 800.000 N. El peso de los encofrados deslizantes para secciones tipo cajón de dos celdas de mayor ancho puede ser de hasta 1.250.000 N. En el caso de los segmentos de mayor altura y mayor peso, la longitud de los segmentos se ajusta para controlar su peso. Para obtener un valor de diseño correspondiente al peso de los encofrados deslizantes, se recomienda consultar a contratistas que tengan experiencia en este tipo de construcciones.

5.14.2.4.5 Construcción Tramo por Tramo

En el diseño de puentes contruidos tramo por tramo se deberán considerar las tensiones constructivas acumuladas debido a los cambios del sistema estructural a medida que progresa la construcción.

Se deberán considerar las tensiones debidas a los cambios del sistema estructural, en particular los efectos de la aplicación de una carga a un sistema y a su retiro de otro sistema diferente. Se deberá tomar en cuenta la redistribución de tales tensiones mediante fluencia lenta, y las posibles variaciones de la velocidad y magnitud de la fluencia lenta.

5.14.2.4.6 Construcciones Lanzadas por Tramos

5.14.2.4.6a Requisitos Generales

En todas las etapas de lanzamiento las tensiones no deberán superar los límites especificados en el Artículo 5.9.4 para elementos con armadura adherente a través de la unión y tendones internos,

Se deberán tomar recaudos para resistir las fuerzas friccionales en la subestructura durante el lanzamiento, y para soportar la superestructura si la estructura se lanza sobre una pendiente. Para determinar las fuerzas friccionales críticas se deberá asumir que la fricción sobre los apoyos de lanzamiento varían entre 0 y 4 por ciento, cualquiera sea el valor que resulte más crítico. El valor superior se puede reducir a 3,5 por ciento si durante la construcción se monitorean las deformaciones de las pilas y las fuerzas del gato utilizado para el lanzamiento.

C5.14.2.4.5

La construcción tramo por tramo se define como una construcción en la cual los segmentos, ya sea prefabricados u hormigonados in situ, se ensamblan o cuegan en encofrados que soportan un tramo completo entre pilas permanentes. Los encofrados se retiran luego del postesado para hacer que el tramo sea capaz de soportar su peso propio y cualquier carga constructiva. Una vez que se colocan los tramos adyacentes se puede utilizar un tesado adicional para desarrollar continuidad sobre las pilas.

C5.14.2.4.6a

Las vigas lanzadas por tramos soportan inversión de los momentos durante el lanzamiento. Para reducir las tensiones durante el lanzamiento se pueden utilizar pilas temporarias y/o una nariz de lanzamiento.

Estos coeficientes de fricción sólo son aplicables para los apoyos que emplean una combinación de Teflón virgen y acero inoxidable con una rugosidad menor que $2,5 \times 10^{-3}$ mm.

5.14.2.4.6b *Solicitaciones Debidas a las Tolerancias Constructivas*

Las solicitaciones debidas a las siguientes tolerancias constructivas admisibles se deberán superponer a las solicitaciones resultantes de las cargas gravitatorias:

- En la dirección longitudinal entre dos apoyos adyacentes 5 mm
- En la dirección transversal entre dos apoyos adyacentes 2,5 mm
- Entre el área de fabricación y los equipos de lanzamiento en la dirección longitudinal y transversal 2,5 mm
- Desviación lateral en el exterior de las almas 2,5 mm

La fuerza horizontal que actúa en las guías laterales de los apoyos de lanzamiento no se deberá tomar menor que 1 por ciento de la reacción de apoyo vertical.

Para las tensiones durante la construcción, la mitad de las solicitaciones debidas a las tolerancias constructivas y la mitad de las solicitaciones debidas a la temperatura de acuerdo con el Artículo 5.14.2.3 se deberán superponer con las solicitaciones debidas a las cargas gravitatorias. Las tensiones de tracción en el hormigón debidas a los momentos combinados no deberá ser mayor que $0,58\sqrt{f'_c}$.

5.14.2.4.6c *Detalles de Diseño*

Las pilas y los diafragmas de la superestructura en las pilas se deberán diseñar para permitir el tesado de la superestructura durante todas las etapas de lanzamiento y la instalación de los apoyos permanentes. Se deberán considerar las fuerzas friccionales durante el lanzamiento.

Se deberán investigar las tensiones locales que se pueden desarrollar en la parte inferior del alma durante el lanzamiento. Se deberán satisfacer los siguientes requisitos:

- Las placas de lanzamiento se deberán ubicar a una distancia no menor que 75 mm a partir del exterior del alma,
- El recubrimiento de hormigón entre el intradós y las vainas de pretensado no deberá ser menor que 150 mm, y
- Se deberán investigar las presiones de apoyo en la esquina alma/intradós y los efectos de las vainas no

C5.14.2.4.6c

En la Figura C1 se ilustran los límites dimensionales para la colocación de los apoyos de lanzamiento. En la Figura C2 se ilustra la excentricidad entre el punto donde se intersecan los ejes del alma y la losa inferior y el eje del apoyo.

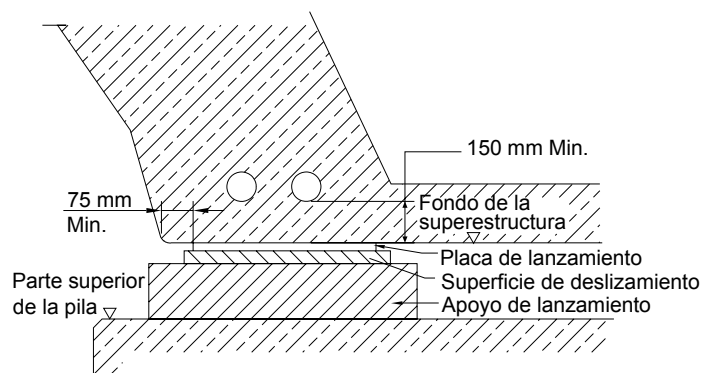


Figura C5.14.2.4.6c-1 – Ubicación de las placas de lanzamiento

inyectadas y cualquier excentricidad entre el punto donde se intersecan los ejes del alma y la losa inferior y el eje del apoyo.

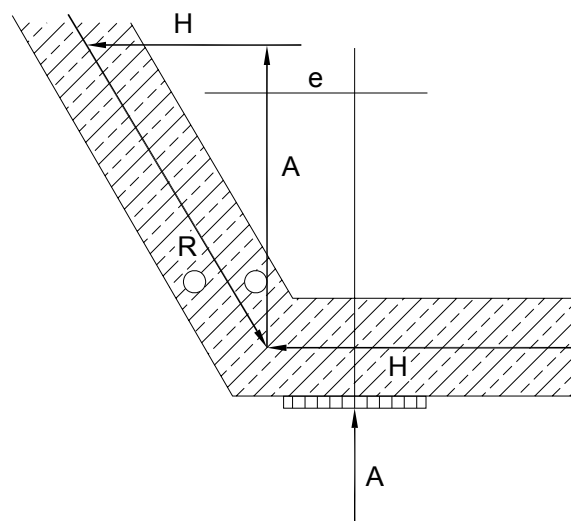


Figura C5.14.2.4.6c-2 – Reacción excéntrica en las placas de lanzamiento

Los tendones rectos requeridos para el lanzamiento se deberán ubicar en las losas superior e inferior de las vigas cajón, y en el tercio inferior del alma de las vigas Te. En una junta de construcción no se deberán acoplar más del 50 por ciento de los tendones. Los anclajes y ubicaciones para los tendones rectos se deberán diseñar para la resistencia del hormigón en el momento del tesado.

Las caras de las juntas de construcción deberán tener conectores de corte o superficie con una rugosidad mínima de 6 mm. Se deberá proveer armadura no pretensada adherente longitudinal y transversalmente en todas las superficies de hormigón a través de la junta y en una distancia de 2100 mm a cada lado de la junta. La armadura mínima deberá ser equivalente a barras No. 13 con una separación de 125 mm.

5.14.2.4.6d Diseño de los Equipos Constructivos

Si la documentación técnica indica los equipos a utilizar para el lanzamiento por tramos, el diseño de estos equipos deberá incluir, aunque no se deberá limitar a, las siguientes características:

- Las tolerancias constructivas en la superficie de deslizamiento en la parte inferior de la nariz de lanzamiento se deberán limitar a las correspondientes a la superestructura, como se especifica en el Artículo 5.14.2.4.6b.
- Se deberá investigar la introducción de las reacciones de apoyo en la nariz de lanzamiento con respecto a su resistencia, estabilidad y deformación.

Durante el lanzamiento las tensiones en cada sección transversal cambian de tracción a compresión. Estas tensiones de tracción durante el lanzamiento son compensadas por los tendones rectos. Los tendones rectos se tesan a una edad temprana del hormigón (por ejemplo, 3 días).

Los apoyos de lanzamiento inclinados, a diferencia de los apoyos horizontales permanentes, crean fuerzas en los gatos de tesado y en la parte superior de las pilas.

- Los apoyos de lanzamiento se deberán diseñar de manera tal que puedan compensar desviaciones locales de la superficie de deslizamiento de hasta 2 mm mediante deformación elástica.
- El equipo de lanzamiento se deberá dimensionar considerando la fricción de acuerdo con la Sección 5.14.2.4.6a y el gradiente real de la superestructura.
- El equipo de lanzamiento se deberá diseñar de manera de garantizar que una falla de la energía eléctrica no provocará el deslizamiento no controlado de la superestructura.
- El coeficiente de fricción entre el hormigón y las superficies de acero perfilado endurecido del equipo de lanzamiento se deberá tomar como 60 por ciento en el estado límite de servicio, y la fricción deberá ser 30 por ciento mayor que las fuerzas generadas durante el lanzamiento.

Los encofrados para las superficies de deslizamiento debajo y por fuera del alma deberán ser resistentes al desgaste y suficientemente rígidos para asegurar que su flecha durante el hormigonado no sea mayor que 2 mm.

5.14.2.4.7 Puentes de Vigas por Segmentos Prefabricados

5.14.2.4.7a Requisitos Generales

Los puentes de vigas por segmentos prefabricados se deberán diseñar de acuerdo con los requisitos indicados en estas Especificaciones y de acuerdo con los requisitos adicionales de esta sección.

5.14.2.4.7b Armadura de los Segmentos

Los segmentos de los puentes de vigas por segmentos preferentemente se deberán pretensar para las cargas permanentes y para todas las cargas constructivas a fin de limitar la tensión de tracción en el hormigón a $0,25\sqrt{f'_c}$.

Si se utilizan segmentos sin armadura pretensada se deberán aplicar los requisitos del Artículo 5.7.3.4.

5.14.2.4.7c Uniones

El ancho de las uniones hormigonadas in situ deberá permitir la colocación de los acoplamientos de los conductos y la correcta vibración del hormigón. La

C5.14.2.4.7a

Se han propuesto diseños con vigas por segmentos AASHTO Tipo III y Tipo IV para luces de hasta 55.000 mm (Anderson 1973). Usando vigas de mayor altura es posible construir puentes de vigas por segmentos de mayor longitud.

C5.14.2.4.7c

Las uniones hormigonadas in situ eliminan la necesidad de realizar uniones machimbradas.

resistencia a la compresión del hormigón de la unión a una edad especificada deberá ser compatible con las limitaciones de las tensiones de diseño. A las caras de los elementos prefabricados se les deberá imprimir una rugosidad intencional que exponga los agregados gruesos, o bien se deberán utilizar conectores de corte de acuerdo con el Artículo 5.14.2.4.2.

Las uniones machimbradas con resina epoxi para los puentes de vigas por segmentos se deberán diseñar de acuerdo con el Artículo 5.14.2.4.2. Se deberá aplicar una compresión mínima de 0,28 MPa a la unión durante el "período de apertura" de la resina epoxi.

5.14.2.4.7d Postesado

Se puede aplicar postesado antes y/o después de colocar el hormigón del tablero. Se puede aplicar parte del postesado para proveer continuidad a las vigas antes de colocar el hormigón del tablero, aplicando el resto una vez colocado este hormigón. El uso de acoplamiento deberá satisfacer lo indicado en el Artículo 5.10.3.5, cuidando especialmente el efecto de los vacíos para los acoplamientos sobre las propiedades de la sección en el momento de aplicar el postesado.

Si hay tendones que terminan en la parte superior de la sección de una viga, la documentación técnica deberá exigir que la abertura de la vaina se proteja durante la construcción a fin de evitar la acumulación de desechos. En los puntos más bajos de los tendones se deberán proveer drenajes.

5.14.2.5 Uso de Métodos Constructivos Alternativos

Cuando la documentación técnica así lo permita, se podrá permitir que el Contratista elija métodos constructivos alternativos y un esquema de postesado modificado apropiado para el método constructivo elegido. En este caso, el Contratista deberá presentar un análisis estructural que documente que las fuerzas de postesado y las excentricidades indicadas en los planos satisfacen todos los requisitos de las especificaciones de diseño. Si se requiere postesado adicional durante alguna etapa de la construcción o por algún otro motivo, se deberá demostrar que las tensiones en las secciones críticas de la estructura definitiva satisfacen los requisitos sobre tensiones admisibles indicados en las especificaciones de diseño. Estará permitido retirar el postesado temporario para lograr dichas condiciones. Estará permitido utilizar armadura adicional no pretensada para las diferentes etapas de la construcción. Todos los materiales adicionales requeridos durante las diferentes etapas de la construcción deberán ser provistos por el Contratista sin costo alguno para el Propietario.

Se pueden incluir requisitos de ingeniería de valor

C5.14.2.5

Los ingenieros y consultores especializados en puentes tienen opiniones divididas acerca de permitir o no métodos constructivos alternativos. Los departamentos de transporte de algunos estados no permiten ninguna variación respecto de los detalles y métodos constructivos ilustrados en los planos y especificados en la documentación técnica. Otros estados le otorgan al Contratista gran libertad para presentar métodos constructivos alternativos. A continuación se presenta un ejemplo de este último enfoque, tomado textualmente de la documentación técnica de un proyecto reciente para la construcción de un puente en California.

"PROPUESTAS ALTERNATIVAS – Los puentes de vigas cajón continuas hormigonadas in situ pretensadas se han diseñado de modo que deben ser totalmente soportados durante la construcción. A excepción de lo aquí dispuesto, estos puentes se deberán construir sobre encofrados y de acuerdo con los requisitos de la Sección 51, "Estructuras de Hormigón," de las Especificaciones Estándares.

El Contratista puede presentar propuestas para estos

agregado en los requisitos especiales del contrato, que permitan métodos constructivos alternativos que requieran un rediseño total de la estructura definitiva. Los costos de ingeniería del Contratista para la preparación del diseño de valor agregado y los costos de ingeniería del Propietario para la verificación del diseño serán considerados parte del costo del rediseño de la estructura.

Ninguna propuesta de ingeniería alternativa deberá modificar la separación de las pilas, su alineación, el aspecto exterior del hormigón ni las dimensiones, excepto en aquellos casos en los cuales la documentación técnica específicamente permita tales cambios.

Para la ingeniería alternativa o de valor agregado, el Contratista deberá proveer un conjunto completo de cálculos de diseño y documentación técnica revisada. El diseño alternativo deberá ser preparado por un Profesional de la Ingeniería con experiencia en el diseño de puentes por segmentos. Al aceptar el nuevo diseño alternativo, el Profesional de la Ingeniería responsable por el nuevo diseño se convertirá en el nuevo Diseñador o Ingeniero Responsable.

puentes que modifiquen las hipótesis del diseño original para apoyo de las cargas permanentes o los requisitos de la Sección 51, "Estructuras de Hormigón," de las Especificaciones Estándares. Estas propuestas estarán sujetas a los siguientes requisitos y limitaciones.

Una vez completada, la estructura deberá tener capacidad para soportar o resistir cargas como mínimo iguales a las utilizadas en el diseño del puente indicado en los planos. Si fuera necesario, se exigirá el refuerzo de la superestructura y la subestructura para que provean dicha capacidad y para que soporten las cargas constructivas durante todas las etapas de la construcción.

Todas las modificaciones propuestas se deberán diseñar de acuerdo con las especificaciones para el diseño de puentes actualmente vigentes en el Departamento.

Se podrán proponer modificaciones para la altura de las vigas y losas de tablero, para la altura y longitud del vuelo, para la altura de la estructura, para el número de vigas y para la cantidad y ubicación de las armaduras o la fuerza de pretensado. Se podrá aumentar la resistencia del hormigón utilizado, pero la resistencia usada para el diseño o análisis no deberá ser mayor que 6000 psi.

También se podrán proponer modificaciones en los requisitos correspondientes a "Pretensado del Hormigón" de estos requisitos especiales que se relacionan con la mínima fuerza de pretensado que se debe proveer mediante tendones que abarquen la totalidad de la longitud.

No estará permitida ninguna modificación en cuanto al ancho del puente. No se podrán eliminar las conexiones fijas en las partes superiores e inferiores de las columnas indicadas en los planos.

Antes de completar las obras se deberán relajar los tendones de pretensado temporarios, si se los utiliza, y cualquier vaina temporaria se deberá inyectar con mortero. Los tendones temporarios se deberán retirar o bien embeber totalmente en mortero antes de completar las obras.

El Contratista será responsable de determinar la flecha durante la construcción y de obtener el perfil final indicado en los planos. El Contratista le deberá proporcionar al Ingeniero diagramas que ilustren el perfil de tablero previsto para cada etapa constructiva y para todas las porciones del puente terminado. Cualquier medida correctiva necesaria para corregir las desviaciones respecto de la flecha prevista será responsabilidad del Contratista.

El Contratista le deberá proveer al Ingeniero planos completos y cálculos revisados correspondientes a todas las modificaciones propuestas, incluyendo la revisión de los requisitos de flecha y encofrados, de acuerdo con los requisitos de la Sección 5-1.02, "Planos," de las Especificaciones. Los cálculos deberán demostrar que se satisfacen todos los requisitos. Estos planos y cálculos

deberán ser firmados por un Ingeniero matriculado y habilitado como Ingeniero Civil en el Estado de California.

Los planos de obra y cálculos se deberán entregar con antelación suficiente para permitir su revisión por parte del Ingeniero y su corrección por parte del Contratista, sin que se demoren las obras. Esta antelación deberá ser proporcional a la complejidad de la obra, pero en ningún caso podrá ser menor que ocho semanas.

El Contratista deberá reembolsarle al Estado el costo del estudio de la propuesta. El Departamento podrá deducir dicho costo de cualquier saldo pendiente para con el Contratista.

El Ingeniero será el único responsable por evaluar la aceptabilidad de cualquier propuesta, y podrá no autorizar cualquier propuesta que a su criterio no produzca una estructura que sea como mínimo equivalente a la estructura originalmente diseñada en todos sus aspectos.

Cualquier material adicional requerido o costo adicional resultante de la adopción de tales propuestas se considerará para la conveniencia del Contratista, y no se harán pagos adicionales por los mismos."

5.14.2.6 Subestructuras de los Puentes por Segmentos

5.14.2.6.1 Requisitos Generales

El diseño de las pilas y estribos deberá satisfacer los requisitos de la Sección 11 y los requisitos de la presente sección. Se deberán considerar las cargas, momentos y cortes de montaje impuestos a las pilas y estribos por el método constructivo indicado en la documentación técnica. Se deberán indicar los apoyos y arriostramientos auxiliares requeridos. Sin embargo, las pilas construidas con segmentos rectangulares prefabricados se deberán diseñar de acuerdo con el Artículo 5.7.4.7. El área de armadura longitudinal no pretensada discontinua puede ser como se especifica en el Artículo 5.14.2.6.3.

5.14.2.6.2 Combinaciones de Cargas Durante la Construcción

Para las subestructuras por segmentos se deberán calcular las tensiones de tracción durante la construcción para las combinaciones de cargas aplicables de la Tabla 5.14.2.3.3-1.

5.14.2.6.3 Armadura Longitudinal de las Pilas Construidas con Segmentos Rectangulares Huecos Prefabricados

El área mínima de armadura longitudinal no pretensada discontinua en las pilas construidas con segmentos

C5.14.2.6.3

La armadura longitudinal mínima de las pilas construidas con segmentos rectangulares huecos

rectangulares huecos prefabricados deberá satisfacer los requisitos de armadura de contracción y temperatura especificados en el Artículo 5.10.8.

prefabricados se basa en el Artículo 5.10.8 sobre armadura de contracción y temperatura. Este requisito refleja el comportamiento satisfactorio de varias pilas por segmentos construidas entre 1982 y 1995, con cuantías de armadura longitudinal comprendidas entre 0,0014 y 0,0028. En las pilas construidas con segmentos prefabricados las barras longitudinales discontinuas no soportan cargas significativas. La armadura de tracción de estas pilas es provista por los tendones de postesado.

5.14.3 Arcos

5.14.3.1 Requisitos Generales

La forma de un arco se deberá seleccionar con el objetivo de minimizar la flexión bajo el efecto combinado de las cargas permanentes y temporarias.

5.14.3.2 Nervaduras de los Arcos

La estabilidad en el plano de la(s) nervadura(s) de los arcos se deberá investigar utilizando un módulo de elasticidad y un momento de inercia apropiado para la combinación de cargas y momento en dicha(s) nervadura(s).

En lugar de un análisis más riguroso, la longitud efectiva de pandeo se puede estimar como el producto entre la longitud de la mitad de la luz del arco y el factor especificado en la Tabla 4.5.3.2.2c-1.

Para el análisis de las nervaduras de los arcos se pueden aplicar los requisitos del Artículo 4.5.3.2.2. Si se utiliza la corrección aproximada para momento de segundo orden especificada en el Artículo 4.5.3.2.2c, se podrá calcular un módulo secante a corto plazo estimado en base a una resistencia igual a $0,40 f'_c$, como se especifica en el Artículo 5.4.2.4.

Las nervaduras de los arcos se deberán armar como elementos solicitados a compresión. La armadura mínima igual a 1 por ciento del área bruta de hormigón se deberá distribuir uniformemente en la sección de la nervadura. Se deberá proveer armadura de confinamiento como la requerida para las columnas.

Los muros de enjuta sin relleno de más de 7500 mm de altura se deberán arriostrar mediante contrafuertes o diafragmas.

Los muros de enjuta deberán tener juntas de expansión. Se deberá proveer armadura de temperatura correspondiente a la separación de las juntas.

El muro de enjuta se deberá unir en el arranque..

C5.14.3.2

La estabilidad puede estar gobernada por la estabilidad bajo cargas de larga duración con un módulo de elasticidad reducido. En esta condición, típicamente habrá poco momento flector en la nervadura, el módulo de elasticidad adecuado será el módulo tangente a largo plazo, y el momento de inercia adecuado será el de la sección transformada. Bajo condiciones de carga temporaria, el módulo de elasticidad adecuado será el módulo tangente a corto plazo y el momento de inercia apropiado será el correspondiente a la sección fisurada, incluyendo los efectos de la carga axial mayorada.

El valor indicado se puede utilizar en los cálculos de estabilidad, ya que la dispersión de la relación entre el módulo de elasticidad pronosticado y el módulo de elasticidad real es mayor que la diferencia entre el módulo tangente y el módulo secante para los rangos de tensiones habituales.

El módulo a largo plazo se puede hallar dividiendo el módulo a corto plazo por el coeficiente de fluencia lenta.

Bajo ciertas condiciones, el momento de inercia se puede tomar como la sumatoria del momento de inercia del tablero y de las nervaduras en el punto correspondiente a un cuarto del tramo. Para predecir la carga de pandeo en el plano se puede utilizar un análisis mediante grandes deformaciones. Los momentos de segundo orden se pueden estimar de manera preliminar sumando a los momentos de primer orden el producto entre el empuje y la deflexión vertical de la nervadura en el punto considerado.

La norma ACI 207.2R73, *Manual of Concrete Practice*, discute la separación de las juntas y la armadura de temperatura en los muros de enjuta.

El relleno del muro de enjuta deberá tener un drenaje efectivo. Se deberán proveer filtros para impedir que los drenes se taponen con material fino.

El drenaje del relleno del muro de enjuta es importante para garantizar la durabilidad del hormigón de la nervadura y de los muros de enjuta, y para controlar el peso unitario del relleno. Los detalles del drenaje deberían evitar que el agua drenada escurra por las nervaduras.

5.14.4 Superestructuras de Losas

5.14.4.1 Superestructuras de Losas Macizas Hormigonadas In Situ

Las losas hormigonadas in situ armadas longitudinalmente pueden tener armadura convencional o armadura pretensada, y se pueden utilizar como puentes tipo losa o como losa superior de una alcantarilla.

La distribución de la sobrecarga se puede determinar mediante un análisis bidimensional o bien como se especifica en el Artículo 4.6.2.3. Las losas y los puentes de losa diseñados para momento de acuerdo con el Artículo 4.6.2.3 se pueden considerar satisfactorios desde el punto de vista del corte.

Se deberán proveer vigas de borde como se especifica en el Artículo 9.7.1.4

Se deberá colocar armadura transversal de distribución en la parte inferior de todas las losas, excepto en las losas superiores de alcantarillas o losas de puente, si la altura del relleno sobre la losa es mayor que 600 mm. La cantidad de armadura transversal inferior se puede determinar mediante un análisis bidimensional, o bien la cantidad de armadura de distribución se puede tomar como el porcentaje de la armadura principal requerida para momento positivo de la siguiente manera:

- Para construcciones de hormigón armadas longitudinalmente:

$$\frac{1750}{\sqrt{L}} \leq 50\% \quad (5.14.4.1-1)$$

- Para construcciones pretensadas longitudinalmente:

$$\frac{1750}{\sqrt{L}} \frac{f_{pe}}{410} \leq 50\% \quad (5.14.4.1-2)$$

donde:

L = longitud de tramo (mm)

f_{pe} = tensión efectiva en el acero de pretensado después de las pérdidas (MPa)

C5.14.4.1

En este tipo sencillo de superestructura de puente, la losa de tablero también funciona como el principal elemento portante. La losa de hormigón, que puede ser maciza, aligerada o nervurada, se apoya directamente en las subestructuras.

Los requisitos se basan en el comportamiento de las estructuras relativamente pequeñas construidas hasta la fecha. Cualquier variación respecto de las prácticas exitosas del pasado en relación con el uso de unidades de mayor tamaño que pudieran ser factibles tanto estructural como económicamente dentro del marco de estas Especificaciones se debería revisar cuidadosamente.

La armadura transversal de contracción y temperatura en la parte superior de las losas deberá satisfacer los requisitos del Artículo 5.10.8.

5.14.4.2 Superestructuras de Losas Aligeradas Hormigonadas In Situ

5.14.4.2.1 Dimensiones de la Sección Transversal

Las superestructuras de losas aligeradas coladas in situ se pueden postesar tanto longitudinal como transversalmente.

Para el caso de vacíos circulares, la separación entre los centros de los vacíos no debería ser menor que la altura total de la losa, y el mínimo espesor de hormigón tomado en el eje del vacío perpendicular a la superficie exterior no deberá ser menor que 140 mm.

Para el caso de vacíos rectangulares, el ancho transversal del vacío no debería ser mayor que 1,5 veces la altura del vacío, el espesor del alma entre los vacíos no debería ser menor que 20 por ciento de la altura total del tablero, y el mínimo espesor de hormigón sobre los vacíos no deberá ser menor que 175 mm.

La altura del ala inferior deberá satisfacer los requisitos especificados en el Artículo 5.14.1.3.1b.

Si los vacíos satisfacen estos requisitos dimensionales y si la relación de vacíos determinada en base al área de la sección transversal no es mayor que 40 por ciento, la superestructura se puede analizar como si fuera una losa, usando ya sea los requisitos del Artículo 4.6.2.3 o bien un análisis bidimensional para placas isótropas.

Si la relación de vacíos es mayor que 40 por ciento, la superestructura se deberá tratar como una construcción celular y se deberá analizar como:

- Un cajón monolítico de múltiples celdas, como se especifica en el Artículo 4.6.2.2.1-1, Tipo d,
- Una placa ortótropa, o
- Un continuo tridimensional.

5.14.4.2.2 Mínimo Número de Apoyos

Las columnas se pueden enmarcar en la superestructura, o bien se pueden utilizar apoyos simples para los apoyos internos de las estructuras continuas. En los extremos se deberán utilizar como mínimo dos apoyos.

La rotación transversal de la superestructura no deberá ser mayor que 0,5 por ciento en los estados límites de servicio.

C5.14.4.2.1

En la Figura C1 se ilustra la sección transversal de un típico sistema de tablero de hormigón con vacíos redondeados. *PT* indica postesado.

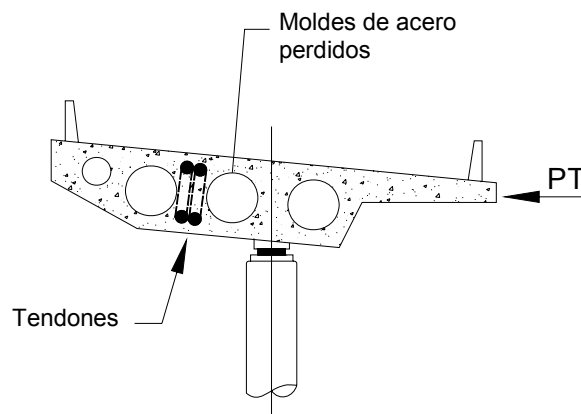


Figura C5.14.4.2.1-1 – Sección transversal de un típico sistema de tablero aligerado

Las dimensiones indicadas en este artículo para la separación y tamaño de los vacíos se basan en experiencias pasadas, y se anticipa que con ellas se obtendrán resultados seguros. Estos valores se pueden considerar como valores de diseño preliminares.

C5.14.4.2.2

La elevada rigidez torsional de los tableros de hormigón aligerados y la estabilidad propia de las estructuras continuas curvas en el plano horizontal permiten utilizar un único apoyo en las pilas internas. Se requiere un mínimo de dos apoyos en los estribos para asegurar la estabilidad torsional en las zonas extremas. Si no se puede satisfacer el requisito sobre rotación torsional, en algunas pilas internas se pueden utilizar pares de apoyos.

5.14.4.2.3 Secciones Macizas en los Extremos

En cada uno de los extremos de un tramo se deberá proveer una sección maciza de al menos 900 mm de longitud, pero esta longitud no debe ser menor que 5 por ciento de la longitud del tramo. Las zonas de anclaje postesadas deberán satisfacer los requisitos especificados en el Artículo 5.10.9. En ausencia de un análisis más refinado, las secciones macizas del tablero se pueden analizar como una viga transversal que distribuye las fuerzas a los apoyos del puente y a los anclajes de postesado.

5.14.4.2.4 Requisitos Generales de Diseño

Para las losas aligeradas que satisfacen los requisitos del Artículo 5.14.4.2.1, no es necesario combinar las solicitaciones globales y locales debidas a las cargas de rueda. El ala superior de un tablero con vacíos rectangulares se puede analizar y diseñar como una losa con marco o bien se la puede diseñar usando los requisitos del procedimiento empírico especificado el Artículo 9.7.2.

La parte superior de la losa sobre vacíos circulares formados con moldes de acero se deberá postesar transversalmente. En el mínimo espesor del hormigón, la precompresión media luego de todas las pérdidas, según lo especificado en el Artículo 5.9.5, no deberá ser menor que 3,5 MPa. Si se aplica postesado transversal no será necesario proveer armadura adicional en el hormigón sobre los vacíos circulares.

La armadura transversal de contracción y temperatura en la parte inferior de la losa aligerada deberá satisfacer los requisitos del Artículo 5.10.8.

5.14.4.2.5 Zonas Comprimidas en Áreas de Momento Negativo

En las pilas internas, la parte de la sección transversal solicitada a compresión se puede considerar como una columna horizontal y se puede armar como tal.

C5.14.4.2.3

La idea es permitir la distribución de las fuerzas concentradas de postesado y apoyo a las secciones aligeradas. Para los tableros relativamente anchos, analizar las secciones macizas como si se tratara de vigas constituye una aproximación aceptable. Para los tableros de gran altura y poco ancho, se aconseja utilizar un análisis tridimensional o un modelo de bielas y tirantes.

C5.14.4.2.4

Los tableros continuos aligerados se deberían postesar longitudinalmente. A menos que en este artículo se especifique lo contrario o que sea necesaria por razones constructivas, si se utiliza pretensado longitudinal no es necesario colocar armadura longitudinal global adicional. La preferencia por el postesado longitudinal de los tableros continuos refleja la limitada cantidad de experiencia disponible en América del Norte en relación con este tipo de sistema.

La experiencia indica que debido a una combinación de momento flector transversal, contracción del hormigón alrededor del encofrado de acero y el efecto de Poisson, cuando se emplean encofrados metálicos se tienden a desarrollar elevadas tensiones de tracción transversales en la parte superior del tablero, provocando excesiva fisuración en el eje del vacío. La mínima tensión de pretensado especificada para contrarrestar esta tracción representa un valor conservador. La intención de la armadura transversal de temperatura en la parte inferior de los tableros aligerados es también limitar las fisuras provocadas por los momentos positivos transversales debidos al postesado.

La viga transversal maciza oculta sobre una pila interna se puede postesar.

C5.14.4.2.5

Ensayos recientes realizados sobre estructuras continuas postesadas de dos tramos indican que la primera falla ocurre en las zonas comprimidas inferiores adyacentes al apoyo en la pila interna. Se cree que la falla es provocada por una combinación de corte y compresión en estos puntos del ala inferior. Este fenómeno aún no se comprende totalmente, y tampoco se han desarrollado requisitos de diseño específicos. En este momento, la mejor alternativa consiste en tratar el cordón inferior como

5.14.4.2.6 Drenaje de los Vacíos

Se deberá proveer un drenaje adecuado para los vacíos de acuerdo con los requisitos del Artículo 2.6.6.5.

5.14.4.3 Puentes con Tableros de Elementos Prefabricados

5.14.4.3.1 Requisitos Generales

Se pueden disponer unidades prefabricadas de hormigón adyacentes entre sí en la dirección longitudinal y unir las transversalmente de manera que formen un sistema de tablero. Las unidades prefabricadas de hormigón pueden ser continuas ya sea exclusivamente para cargas temporarias o bien tanto para cargas permanentes como temporarias. La continuidad entre tramos, si se provee, deberá satisfacer los requisitos del Artículo 5.14.1.2.6.

Si no se provee una sobrecapa de hormigón estructural, el espesor mínimo del hormigón deberá ser de 90 mm en la parte superior de los elementos con vacíos circulares y 140 mm en todos los demás elementos.

5.14.4.3.2 Uniones con Transferencia de Corte

Los elementos longitudinales prefabricados se pueden unir transversalmente mediante un conector de corte de no menos de 175 mm de profundidad. Para los fines del análisis, las uniones con transferencia de corte se pueden modelar como articulaciones.

La unión se deberá llenar con mortero sin contracción que posea una resistencia a la compresión mínima de 35 MPa a las 24 horas.

una columna con una cuantía de armadura de 1 por ciento y estribos de columna como se especifica en el Artículo 5.10.6.

C5.14.4.2.6

En estos sistemas de tablero ocasionalmente se pueden formar fisuras lo suficientemente grandes como para permitir que ingrese agua en los vacíos. La acumulación de agua aumenta las cargas gravitatorias y puede provocar daños estructurales si se congela.

C5.14.4.3.1

Las unidades prefabricadas pueden ser de sección maciza, aligerada, tipo cajón, Te y doble Te.

Se han observado casos en los cuales la fluencia lenta y contracción diferenciales debidas a diferentes edades, mezclas de hormigón, condiciones ambientales y condiciones de apoyo han provocado solicitaciones internas que son difíciles de predecir durante la etapa de diseño. Estas solicitaciones con ocasionan problemas de mantenimiento y afectan de manera adversa el comportamiento estructural en general.

Las secciones estándares tipo losa aligerada y tipo cajón de hormigón pretensado de acuerdo con AASHTO-PCI, muchas veces empleadas para construir tableros de puentes prefabricados, se han utilizado exitosamente durante muchos años en puentes con y sin sobrecapas de hormigón. Las losas pretensadas estándares con sobrecapa de hormigón tienen 90 mm, 100 mm y 115 mm de hormigón sobre vacíos de 200 mm, 250 mm y 300 mm de diámetro, respectivamente. Todas las vigas cajón estándares, incluyendo tanto las secciones de 900 mm de ancho como las de 1200 mm de ancho, se detallan con 140 mm de hormigón sobre los vacíos rectangulares que tienen esquinas achaflanadas.

C5.14.4.3.2

Muchos puentes presentan señales de falla en las uniones cuando la transferencia de cargas entre los elementos depende exclusivamente de los conectores de corte, ya que el mortero está sujeto a una fisuración considerable. Se debería investigar el comportamiento a largo plazo de los conectores para verificar su fisuración y separación.

5.14.4.3.3 *Uniones con Transferencia de Corte y Flexión*

5.14.4.3.3a *Requisitos Generales*

Los elementos longitudinales prefabricados se pueden unir entre sí mediante postesado transversal, capas de cierre hormigonadas in situ, una sobrecapa estructural, o una combinación de estos elementos.

5.14.4.3.3b *Diseño*

Los tableros con uniones con transferencia de flexión y corte se deberían modelar como placas continuas, excepto que no se deberá utilizar el procedimiento de diseño empírico del Artículo 9.7.2. Las uniones se deberán diseñar como elementos solicitados a flexión, satisfaciendo los requisitos del Artículo 5.14.1.2.8.

5.14.4.3.3c *Postesado*

El postesado transversal se deberá distribuir uniformemente en la dirección longitudinal. Se pueden dejar bloques para facilitar el empalme de las vainas de postesado. La altura comprimida de la unión no deberá ser menor que 175 mm, y la tensión de pretensado en la misma luego de todas las pérdidas no deberá ser menor que 1,7 MPa.

5.14.4.3.3d *Juntas de Construcción Longitudinales*

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 5.14.1.2.8.

5.14.4.3.3e *Junta de Cierre Hormigonada In Situ*

El hormigón de la capa de cierre deberá tener una resistencia comparable a la de los elementos prefabricados. El ancho de la unión longitudinal deberá ser suficiente para permitir el desarrollo de la armadura en la unión, pero en ningún caso el ancho de la unión deberá ser menor que 300 mm.

5.14.4.3.3f *Sobrecapa Estructural*

Si se utiliza una sobrecapa estructural para calificar para una distribución de cargas mejorada según lo especificado en los Artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3, el espesor de la sobrecapa de hormigón estructural no deberá ser menor que

C5.15.4.3.3a

La intención de estas uniones es proveerle al tablero continuidad y permitir que se comporte de forma monolítica.

C5.14.4.3.3b

Desde el punto de vista del modelado, estos sistemas de tablero de elementos prefabricados no difieren de los tableros hormigonados in situ de igual geometría.

C5.14.4.3.3c

Al tesar tableros angostos se deberían minimizar las pérdidas por acunamiento de los anclajes. Preferentemente las vainas deberían ser rectas y estar inyectadas.

Se sabe que la fuerza de postesado se difunde con un ángulo de 45° o más, y alcanza una distribución uniforme en una distancia corta a partir del anclaje de los cables. También se sabe que la economía del pretensado mejora al aumentar la separación de las vainas. Por este motivo, no es necesario que la separación de las vainas sea menor que aproximadamente 1200 mm o el ancho del elemento que alberga los anclajes, cualquiera sea el valor que resulte mayor.

C5.14.4.3.3f

La sobrecapa estructural se debería considerar como un elemento estructural, y se la debería diseñar y detallar como tal.

115 mm. Se deberá proveer una capa de armadura isótropa de acuerdo con los requisitos del Artículo 5.10.8. A la superficie superior de los elementos prefabricados se le deberá imprimir una rugosidad intencional.

5.14.5 Requisitos Adicionales para Alcantarillas

5.14.5.1 Requisitos Generales

Los aspectos del diseño de alcantarillas relacionados con el suelo se especifican en la Sección 12.

5.14.5.2 Diseño a Flexión

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 5.7.

5.14.5.3 Diseño al Corte de las Losas de las Alcantarillas Tipo Cajón

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 5.8, a menos que este artículo los modifique. Para las losas de alcantarillas tipo cajón debajo de 600 mm o más de relleno, la resistencia al corte V_c se puede calcular como:

$$V_c = \left(0,178 \sqrt{f'_c} + 32 \frac{A_s}{bd_e} \frac{V_u d_e}{M_u} \right) b d_e \quad (5.14.5.3-1)$$

pero V_c no deberá ser mayor que $0,332 \sqrt{f'_c} b d_e$.

donde:

A_s = área del acero de las armaduras en el ancho de diseño (mm^2)

d_e = altura efectiva entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la fuerza de tracción en la armadura traccionada (mm)

V_u = corte debido a las cargas mayoradas (N)

M_u = momento debido a las cargas mayoradas (N·mm)

b = ancho de diseño, normalmente tomado igual a la unidad (mm)

Solamente para las alcantarillas tipo cajón de una sola celda, para las losas que forman marcos monolíticos con las paredes no es necesario tomar V_c menor que $0,25 \sqrt{f'_c} b d_e$, y para las losas simplemente apoyadas no es necesario tomar V_c menor que $0,207 \sqrt{f'_c} b d$. El valor $V_u d_e / M_u$ no se deberá

C5.14.5.3

Tal como fue propuesta originalmente, la Ecuación 1 incluía un multiplicador adicional para tomar en cuenta la compresión axial. Debido a que era relativamente pequeño, este efecto fue eliminado de la Ecuación 1. Sin embargo, si el Diseñador lo desea, puede incluir el efecto de la compresión axial multiplicando los resultados de la Ecuación 1 por $(1 + 0,04 N_u / V_u)$.

En la Figura C1 se comparan los límites inferiores $0,25 \sqrt{f'_c}$ y $0,207 \sqrt{f'_c}$ con resultados experimentales.

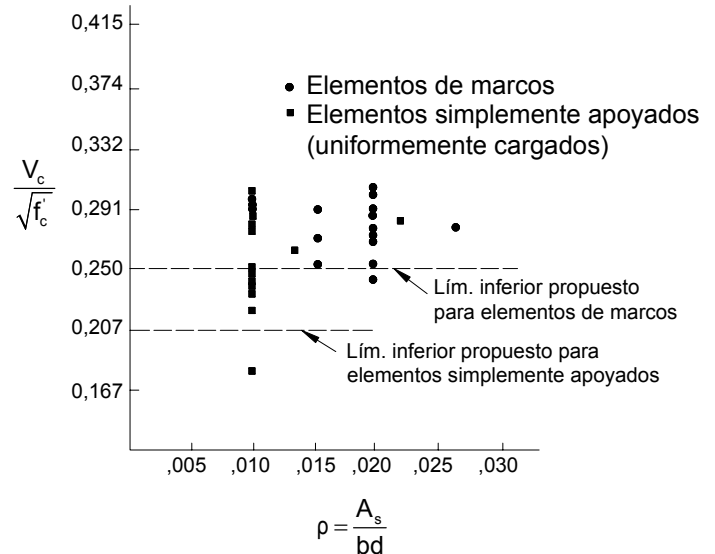


Figura C5.14.5.3-1 – Resultados de ensayos de alcantarillas

tomar mayor que 1,0 siendo M_u el momento mayorado que actúa simultáneamente con V_u en la sección considerada. Para las losas de alcantarillas tipo cajón debajo de menos de 600 mm de relleno y para las paredes laterales se deberán aplicar los requisitos de los Artículos 5.8 y 5.13.3.6.

REFERENCIAS

- AASHTO. 1989. *Guide Specification for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.
- _____. 1996. *Standard Specifications Highway Bridges*, 16th Edition. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.
- ACI. 1989. *Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary*. American Concrete Institute 318R-89. American Concrete Institute, Detroit, MI.
- _____. 1994. *Detailing Manual, Publicación SP-66*. American Concrete Institute, Detroit, MI.
- _____. 1999. *Building code Requirements for Structural Concrete. 318-99 and Commentary. 318R-99*. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
- _____. 2002. *Building Code 318-02*. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
- ACI Committee 201. *Durability of Concrete*. American Concrete Institute, Farmington, MI.
- ACI Committee 207. 1973, *Manual of Concrete Practice*. ACI 207.2R73, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
- ACI Committee 209. 1982. *Prediction of Creep, Shrinkage and Temperature Effects in Concrete Structures*. ACI 209R-82 American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
- ACI Committee 222. 1987. *Corrosion of Metals in Concrete*. ACI 222R-85. American Concrete Institute, Detroit, MI.
- ACI Committee 350. 1989. *Environmental Engineering Concrete Structures*. ACI 350R-89. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, p. 24.
- ACI Committee 439. 1991. *Mechanical Connections of Reinforcing Bars*. ACI 439.3R. Vol. 88, No. 2, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 222-239.
- ASCE. 1999. "A Direct Solution for Elastic Prestress Loss in Pretensioned Concrete Girders." *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, Nov. 1999.
- Anderson, A. R. 1973. "Stretched-Out AASHTO-PCI Beams Types III and IV for Longer Span Highway Bridges." *PCI Journal*, Vol. 18, No. 5, Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Set.-Oct. 1973.
- Bakhoum, M. M., O. Buyukozturk, y S. M. Beattie. 1989. "Structure Performance of Joints on Precast Concrete Segmental Bridges." *MIT Research Report No. R89-26*. Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA, Nov. 1989.
- Base, G. D., J. B. Reed, A. W. Beeby, y H. P. J. Taylor. 1966. "An Investigation of the Crack Control Characteristics of Various Types of Bar in Reinforced Concrete Beams." *Research Report No. 18*. Cement and Concrete Association, Londres, Inglaterra, Dic. 1966, p. 44.
- Bazant, Z. P., y F. H. Wittman, eds. 1982. *Creep and Shrinkage in Concrete Structures*. John Wiley and Sons, Inc., New York, NY.
- Beaupre, R. J., L. C. Powell, J. B. Breen, y M. E. Kreger. 1988. "Deviation Saddle Behavior and Design for Externally Post-Tensioned Bridges." *Research Report 365-2*. Center for Transportation Research, Julio 1988.

- Beeby, A. W. 1983. "Cracking, Cover and Corrosion of Reinforcement." *Concrete International: Design and Construction*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, Vol. 5, No. 2, Feb. 1983, pp. 34-40.
- Breen, J. B., O. Burdet, C. Roberts, D. Sanders, y G. Wollmann. 1994. "Anchorage Zone Reinforcement for Post-Tensioned Concrete Girders." *NCHRP Report 356*. TRB, National Research Council, Washington, DC.
- Breen, J. E., y S. Kashima. 1991. "Verification of Load Distribution and Strength of Segmental Post-Tensioned Concrete Bridges." *Engineering Structures*, Vol. 13, No. 2.
- Bryant, Anthony A., Chavatit Vadhanavikkit. 1987. "Creep Shrinkage-Size, and Age at Loading Effects." *ACI Material Journal*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, Marzo-Abril 1987.
- Burdet, O. L. 1990. "Analysis and Design of Anchorage Zones in Post-Tensioned Concrete Bridges." Tesis doctoral. University of Texas, Austin, TX, Mayo 1990.
- CEB. 1990. *CEB-FIP Model Code for Concrete Structures*. Comité Euro-International de Beton. Disponible de Lewis Brooks, 2 Blagdon Road, New Malden, Surrey, KT3 4AD, Inglaterra.
- Collins, Michael P., y D. Mitchell 1991. *Prestressed Concrete Structures*, Prentice Hall: Englewood Cliffs, NJ.
- CRSI. *Manual of Standard Practice*. Concrete Reinforcing Steel Institute, Schaumburg, IL, 60195.
- DeCassio, R. D., y C. P. Siess. 1960. "Behavior and Strength in Shear of Beams and Frames Without Web Reinforcement." *ACI Proceedings*, Vo. 56, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, Feb. 1960.
- Frantz G. C., y J. E. Breen. 1980. "Design Proposal for Side Face Crack Control Reinforcement for Large Reinforced Concrete Beams." *Concrete International: Design and Construction*, Vol. 2, No. 10, Oct. 1980, pp. 29-34.
- FHWA. 1998. "A New Development Length Equation for Pretensioned Strands in Bridge Beams and Piles," *Publication No. Federal Highway Administration*, FHWA-RD-98-116, Washington, DC, Dic. 1998.
- Fung, G., R. F. LeBeau, E. D., Klein, J. Belvedere, y A. G. Goldschmidt. 1971. *Field Investigation of Bridge Damage in the San Fernando Earthquake*. Bridge Department, Division of Highways, California Department of Transportation, Sacramento, CA.
- Gergely, P., y L. A. Lutz. 1968. "Maximum Crack Width in Reinforced Concrete Flexural Members." En *Causes, Mechanism, and Control of Cracking in Concrete*. SP-20. American Concrete Institute, Detroit, MI, pp. 87-117.
- Ghali, A., y R. Favre. 1968. *Concrete Structures, Stresses, and Deformations*. Chapman Hall: Londres, Inglaterra. Apéndice A.
- Guyon, Y. 1953. *Prestressed Concrete*. John Wiley and Sons, Inc., New York, NY.
- Halvorsen, G. T. 1987. "Code Requirements for Crack Control." En *Proc. of the Lewis H. Tuthill International Symposium on Concrete and Concrete Construction*, SP104-15. 84-AB. American Concrete Institute, Detroit, MI.
- Hamad, B. S., J. O. Jirsa, y N. L. D'Abreu. 1990. "Effect of Epoxy Coating on Bond and Anchorage of Reinforcement in Concrete Structures." *Research Project 1181-1F*. Center for Transportation Research, University of Texas, Austin, TX, Dic. 1990, p. 242.
- Highway Engineering Division. 1991. *Ontario Highway Bridge Design Code*. Highway Engineering Division, Ministry of Transportation and Communications, Toronto, ON.

- Hindi, A., R. MacGregor, M. E. Kreger, y J. E. Breen. 1996. "Effect of Supplemental Bonding of External Tendons and Addition of Internal Tendons on the Strength and Ductility of Post-Tensioned Segmental Bridges." *Seismic Rehabilitation of Concrete Structures*. SP-160. American Concrete Institute, Detroit, MI, pp. 169-189.
- Hofbeck, J. A., L. O. Ibrahim, y A. H. Mattock. 1969. "Shear Transfer in Reinforced Concrete." *ACI Journal*, Vol. 66, No. 2, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, Feb. 1969, pp. 119-128.
- Hognestad, E. 1991. "Design Considerations for Service Life." *Concrete International: Design and Construction*. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, Vol. 13, No. 3, Marzo 1991, pp. 57-60.
- Jirsa, J. O. 1979. "Applicability to Bridges of Experimental Seismic Test Results Performed on Subassemblages of Buildings." En *Proc. of a Workshop on the Earthquake Resistance of Highway Bridges*. Applied Technology Council, Berkeley, CA, Enero 1979.
- Kaar, P. H. 1966. "High-Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 8: Similitude in Flexural Cracking of T-Beam Flanges." *Journal PCA Research and Development Laboratories*, Vol. 8, No. 2, Mayo 1966, pp. 2-12. Reimpreso bajo el nombre "Development Department Bulletin D106," Portland Cement Association, Skokie, IL.
- Ketchum, M. A. 1986. "Redistribution of Stresses in Segmentally Erected Prestressed Concrete Bridges." *Report No. UCB/SESM-86/07*. Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, CA, Mayo 1986.
- Kordina, K., y V. Weber. 1984. "Einfluss der Ausbildung unbewehrter Pressfugen auf die Tragfähigkeit von schräger Druckstreben in den Stegen von Segmentbauteilen." En *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*. Heft 350, Berlin, Alemania.
- Koseki, K., y J. E. Breen. 1983. "Exploratory Study of Shear Strength of Joints for Precast Segmental Bridges." *Research Report 258-1*. Center for Transportation Research, University of Texas, Austin, TX, Set. 1983.
- Leonhardt, F. 1964. *Prestressed Concrete, Design, and Construction*. Wilhelm Ernest and Sohn: Berlin.
- _____. 1987. "Cracks and Crack Control in Concrete Structures." En *IABSE Proceedings*. P109/87, International Association for Bridge and Structural Engineers, Zurich, Suiza, pp. 25-44.
- Lin, T. Y., y Ned H. Burns. 1981. *Design of Prestressed Concrete Structures*. 3 ed. John Wiley and Sons, Inc., New York, NY.
- Loov, R. B. 1988. "A General Equation for the Steel Stress for Bonded Prestressed Tendons." *PCI Journal*, Vol. 33, No. 6, Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Nov.-Dic. 1988, pp. 108-137.
- Loov, R. H., y A. K. Patnaik. 1994. "Horizontal Shear Strength of Composite Concrete Beams with a Rough Interface." *PCI Journal*, Vol. 39, No. 1, Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Enero-Feb. 1994, pp. 48-69. Ver también "Reader Comments." *PCI Journal*, Vol. 39, No. 5, Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Set.-Oct. 1994, pp. 106-109.
- MacGregor, R. J. G. 1989. "Evaluation of Strength and Ductility of the Three-Span Externally Post-Tensioned Box Girder Bridge Model." Tesis Doctoral. University of Texas, Austin, TX, Agosto 1989.
- MacGregor, R. J. G., M. E. Kreger, y J. E. Breen. 1989. "Strength and Ductility of a Three-Span Externally Post-Tensioned Bridge Model." *Research Report 365-3F*. Center for Transportation Research, University of Texas, Austin, TX, Enero 1989.
- Mattock, A. H. 1974. "Shear Transfer in Concrete Having Reinforcement at an Angle to the Shear Plane." En Vol. 1, *Shear in Reinforced Concrete*. SP-42. American Concrete Institute, Detroit, MI, pp. 17-42.

_____. 1987. "Anchorage of Stirrups in a Thin Cast-in-Place Topping." *PCI Journal*, Vol. 32, No. 6, Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Nov.-Dic. 1987, pp. 70-85.

Naaman et al. 1990. "Discussion of Skogman et al. 1988." *PCI Journal*, Vol. 35, No. 2, Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Marzo-Abril 1990, pp. 82-89.

Naaman, A. E. 1982. *Prestressed Concrete Analysis and Design: Fundamentals*. McGraw Hill, New York, NY, p. 670.

_____. 1985. "Partially Prestressed Concrete, Review and Recommendations." *PCI Journal*, Vol. 30, No. 6, Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Nov.-Dic. 1985, pp. 30-71.

_____. 1987. "Proposed Revisions to ACI Building Code and Commentary. ACI 318-83." Propuesta al Comité ACI 423, Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL. Primer borrador, Marzo 1987.

_____. 1988. "Partially Prestressed Concrete: Design Methods and Pro Code Recommendations." En *Proc. International Conference on Partially Prestressed Concrete Structures*. T. Javor, ed. Bratislava, Checoslovaquia, Junio 1988.

_____. 1989. "Discussion of Loov 1988." *PCI Journal*, Vol. 34, No. 6, Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Nov.-Dic. 1989, pp. 144-147.

_____. 1990. "A New Methodology for the Analysis of Beams Prestressed with Unbonded Tendons." En *External Prestressing in Bridges*. ACI SP-120. A.E. Naaman and J. Breen, eds. American Concrete Institute, Detroit, MI, pp. 339-354.

_____. 1992. "Unified Design Recommendations for Reinforced Prestressed and Partially Prestressed Concrete Bending and Compression Members." *ACI Structural Journal*, Vol. 89, No. 2, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, Marzo-Abril 1992, pp. 200-210.

Naamm, A. E., y F. M. Alkhairi. 1991. "Stress at Ultimate in Unbonded Prestressing Tendons – Part I: Evaluation of the State-of-the-Art; Part II: Proposed Methodology." *ACE Structural Journal*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, Set.-Oct. 1991, Nov.-Dic. 1991; respectivamente.

Nilson, A, 1987. *Design of Prestressed Concrete*. 2º ed. John Wiley and Sons, Inc. New York, NY.

O'Connor, C. 1971. *Design of Bridge Superstructures*. Wiley-Interscience, New York, NY, p. 533.

Pauley, T., y M. J. N. Priestley. 1992. *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley and Sons, Inc., New York, NY.

PCI. 1975. "Recommendations for Estimating Prestress Losses." *PCI Journal*, Vol. 20, No. 4, Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Julio-Agosto 1975.

_____. 1977. "Volume Changes in Precast Concrete Structures." *PCI Journal*, Vol. 22, No. 5, Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Set.-Oct. 1977.

_____. 1978. "Precast Segmental Box Girder Bridge Manual." Post-Tensioning Institute, Phoenix, Arizona, y Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL.

_____. 1992. *PCI Design Handbook*, 4º ed., The Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL.

- Podolny, Jr., Walter. 1986. "Evaluation of Transverse Flange Forces Induced by Laterally Inclined Longitudinal Post-Tensioning in Box Girder Bridges." *PCI Journal*, Vol. 31, No. 1, Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Enero-Feb. 1986.
- Posten, R. W., R. L. Carrasquillo, y J. E. Breen. 1987. "Durability of Post-Tensioned Bridge Decks." *ACI Materials Journal*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, Julio-Agosto 1987.
- Priestley, M. J. N. 1993. *Assessment and Design of Joints for Single-Level Bridges with Circular Columns*. Department of Applied Mechanics and Engineering Sciences, University of California, San Diego, CA, Feb. 1993.
- Priestley, M. J. N., y R. Park. 1979. "Seismic Resistance of Reinforced Concrete Bridge Columns." En *Proc. of a Workshop on the Earthquake Resistance of Highway Bridges*. Applied Technology Council, Berkeley, CA, Enero 1979.
- Priestley, M. J. N., R. Park, y R. T. Potangaroa. 1981. "Ductility of Spirally Confined Concrete Columns." *Transactions of the ASCE Structural Division*, Vol. 107, No. ST4, American Society of Civil Engineers, Washington, DC, Enero 1981, pp. 181-202.
- Rabbat, B. G., y M. P. Collins. 1976. "The Computer-Aided Design of Structural Concrete Sections Subjected to Combined Loading." Presentado en el "Second National Symposium on Computerized Structural Analysis and Design," Washington, DC, Marzo 1976.
- _____. 1978. "A Variable Angle Space Truss Model for Structural Concrete Members Subjected to Complex Loading." En *Douglas McHenry International Symposium on Concrete and Concrete Structures*. SP55. American Concrete Institute, Detroit, MI, pp. 547-587.
- Ramirez, G. 1989. "Behavior of Unbonded Post-Tensioning Segmental Beams with Multiple Shear Keys." Tesis de Maestría. University of Texas, Austin, TX, Enero 1989.
- Roberts, C. L. 1990. "Behavior and Design of the Local Anchorage Zone in Post-Tensioned Concrete." Tesis de Maestría. University of Texas, Austin, TX, Mayo 1990.
- _____. 1993. "Measurement-Based Revisions for Segmental Bridge Design and Construction Criteria." Tesis Doctoral, University of Texas, Austin, TX, Dic. 1993.
- Rusch, H., D. Jungwirth, y H. K. Hilsdorf. 1983. *Creep and Shrinkage*. Springer Verlag, New York, NY.
- Russell, B. W., y N. H. Burns. "Design Guidelines for Transfer, Development and Debonding for Large Diameter Seven Wire Strands in Pretensioned Concrete Girders." The Texas Center for Transportation Research, *Report 1210-5F*, Texas Department of Transportation, Federal Highway Administration, *Report FHWA/TX-93+1210-5F*, Enero 1993.
- Sanders, D. H. 1990. "Design and Behavior of Post-Tensioned Concrete Anchorage Zones." Tesis Doctoral, University of Texas, Austin, TX, Agosto 1990.
- Schlaich, J., K. Scheer, M. Jennewein. 1987. "Towards a Consistent Design of Structural Concrete." *PCI Journal*, Vol. 32, No. 3, Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Mayo-Junio 1987, pp. 74-151.
- Schlaich, J., y H. Scheef. 1982. *Concrete Box Girder Bridges*. International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich, Suiza.
- Shahawy, M., y Batchelor. 1991. "Bond and Shear Behavior of Prestressed AASHTO Type II Beams." *Progress Report*. Structural Research Center. Florida Department of Transportation, Feb. 1991.

Shahawy, M., B. Robinson, y B. Batchelor. deV. 1993. "An Investigation of Shear Strength of Prestressed Concrete AASHTO Type II Girders." *Research Report*. Structures Research Center. Florida Department of Transportation, Enero 1993.

Shioya, T., M. Iguro, Y. Nojiri, H. Akiyama, y T. Okada. 1989. "Shear Strength of Large Reinforced Concrete Beams." En *Fracture Mechanics: Applications to Concrete*. SP-118. American Concrete Institute, Detroit, MI.

Skogman, B. C., M. K. Tadros, y R. Grasmick. 1988. "Ductility of Reinforced and Prestressed Concrete Flexural Members." *PCI Journal*, Vol. 33, No. 6, Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Nov.-Dic. 1988, pp. 94-107.

Stone, W. C., y J. E. Breen. 1984. "Behavior of Post-Tensioned Girder Anchorage Zones." *PCI Journal*. Vol. 29, No. 1, Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Enero-Feb. 1984, pp. 64-109.

_____. 1984. "Design of Post-Tensioned Girder Anchorage Zones." *PCI Journal*, Vol. 29, No. 2, Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Marzo-Abril 1984, pp. 28-61.

Tassin, D., Brian Dodson, T. Takobayashi, K. Deaprasertwong, y Y. W. Leung. 1995. *Computer Analysis and Full-Scale Test of the Ultimate Capacity of a Precast Segmental Box Girder Bridge with Dry Joints and External Tendons*. American Segmental Bridge Institute, Phoenix, AZ.

Taylor, A. W., R. B. Rowell, y J. E. Breen. 1990. "Design Behavior of Thin Walls in Hollow Concrete Bridge Piers and Pylons." *Research Report 1180-1F*. Center for Transportation Research, University of Texas, Austin, TX.

U.S. Government Printing Office. 1981. *Concrete Manual*. 8° ed. Bureau of Reclamation, U.S. Government Printing Office, Washington, DC, p. 627.

Walraven, J., J. Fronay, y A. Pruijssers. 1987. "Influence of Concrete Strength and Load History on the Shear Friction Capacity of Concrete Members." *PCI Journal*, Vol. 32, No. 1, Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Enero-Feb. 1987, pp. 66-84. Ver también "Reader Comments." *PCI Journal*, Vol. 33, No. 1, Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Enero-Feb. 1988, pp. 166-168.

Wollmann, G. P. 1992. *Anchorage Zones in Post-Tensioned Concrete*. University of Texas, Austin, TX, Mayo 1992.

Zia, P., H. K. Preston, N. L. Scott, y E. B. Workman. 1979. "Estimating Prestress Losses." *Concrete International: Design and Construction*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, Vol. 1, Junio 1979, pp. 32-38.

APÉNDICE A – PASOS BÁSICOS PARA LOS PUENTES DE HORMIGÓN

A.5.1 REQUISITOS GENERALES

La intención de este esquema es ilustrar el proceso de diseño en base a los métodos simplificados. No se debe considerar completo, y tampoco se debe utilizar en reemplazo de un cabal conocimiento de los requisitos de esta sección.

A.5.2 CONSIDERACIONES GENERALES

- A. Filosofía de diseño (1.3.1)
- B. Estados límites (1.3.2)
- C. Objetivos del diseño y características de ubicación (2.3) (2.5)

A.5.3 DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE VIGAS

- A. Desarrollar la sección general
 - 1. Ancho de la carretera (Ancho especificado para la carretera)
 - 2. Disposiciones del tramo (2.3.2) (2.5.4) (2.5.5) (2.6)
 - 3. Elegir el tipo de puente
- B. Desarrollar la sección típica
 - 1. Vigas prefabricadas pretensadas
 - a. Ala superior (5.14.1.2.2)
 - b. Ala inferior (5.14.1.2.2)
 - c. Almas (5.14.1.2.2)
 - d. Altura de la estructura (2.5.2.6.3)
 - e. Armadura mínima (5.7.3.3.2) (5.7.3.4)
 - f. Dispositivos de izaje (5.14.1.2.3)
 - g. Uniones (5.14.1.2.6)
 - 2. Vigas tipo cajón de múltiples almas y vigas Te hormigonadas in situ (5.14.1.3)
 - a. Ala superior (5.14.1.3.1a)
 - b. Ala inferior (5.14.1.3.1b)
 - c. Almas (5.14.1.3.1c)
 - d. Altura de la estructura (2.5.2.6.3)
 - e. Armadura (5.14.1.3.2)
 - (1) Armadura mínima (5.7.3.3.2) (5.7.3.4)
 - (2) Armadura de contracción y temperatura (5.10.8)
 - f. Anchos de ala efectivos (4.6.2.6)
 - g. Áreas de bielas y tirantes, si corresponde (5.6.3)
- C. Diseñar el tablero de hormigón armado convencional
 - 1. Losas de tablero (4.6.2.1)
 - 2. Altura mínima (9.7.1.1)
 - 3. Diseño empírico (9.7.2)
 - 4. Diseño tradicional (9.7.3)
 - 5. Método de las franjas (4.6.2.1)
 - 6. Aplicación de las sobrecargas (3.6.1.3.3) (4.6.2.1.5)
 - 7. Armadura de distribución (9.7.3.2)
 - 8. Diseño de los vuelos (A13.4) (3.6.1.3.4)
- D. Seleccionar los factores de resistencia
 - Estado límite de resistencia (Convencional) (5.5.4.2.1)

- E. Seleccionar los modificadores de las cargas
 - 1. Ductilidad (1.3.3)
 - 2. Redundancia (1.3.4)
 - 3. Importancia operativa (1.3.5)
- F. Seleccionar las combinaciones de carga y factores de carga aplicables (3.4.1, Tabla 3.4.1-1)
- G. Calcular las solicitaciones debidas a la sobrecarga
 - 1. Sobrecargas (3.6.1) y número de carriles (3.6.1.1.1)
 - 2. Presencia múltiple (3.6.1.1.2)
 - 3. Incremento por carga dinámica (3.6.2)
 - 4. Factor de distribución para momento (4.6.2.2.2)
 - a. Vigas interiores con tableros de hormigón (4.6.2.2.2b)
 - b. Vigas exteriores (4.6.2.2.2d)
 - c. Puentes oblicuos (5.6.2.2.2e)
 - 5. Factor de distribución para corte (4.6.2.2.3)
 - a. Vigas interiores (4.6.2.2.3a)
 - b. Vigas exteriores (4.6.2.2.3b)
 - c. Puentes oblicuos (4.6.2.2.3c, Tabla 4.6.2.2.3c-1)
 - 6. Reacciones a la subestructura (3.6)
- H. Calcular las solicitaciones debidas a otras cargas según corresponda
- I. Investigar el Estado Límite de Servicio
 - 1. Pérdidas de pretensado (5.9.5)
 - 2. Limitaciones para la tensión en los tendones de pretensado (5.9.3)
 - 3. Limitaciones para la tensión en el hormigón pretensado (5.9.4)
 - a. Antes de las pérdidas (5.9.4.1)
 - b. Después de las pérdidas (5.9.4.2)
 - 4. Durabilidad (5.12)
 - 5. Limitación de la fisuración (5.7.3.4)
 - 6. Fatiga, si corresponde (5.5.3)
 - 7. Flecha y contraflecha (2.5.2.6.2) (3.6.1.3.2) (5.7.3.6.2)
- J. Investigar el Estado Límite de Resistencia
 - 1. Flexión
 - a. Tensión en el acero de pretensado – Tendones adherentes (5.7.3.1.1)
 - b. Tensión en el acero de pretensado – Tendones no adherentes (5.7.3.1.2)
 - c. Resistencia a la flexión (5.7.3.2)
 - d. Límites para la armadura (5.7.3.3)
 - 2. Corte (Asumiendo torsión nula)
 - a. Requisitos generales (5.8.2)
 - b. Modelo de diseño por secciones (5.8.3)
 - (1) Resistencia nominal al corte (5.8.3.3)
 - (2) Determinación de β y θ (5.8.3.4)
 - (3) Armadura longitudinal (5.8.3.5)
 - (4) Armadura transversal (5.8.2.4) (5.8.2.5) (5.8.2.6) (5.8.2.7)
 - (5) Corte horizontal (5.8.4)
- K. Verificar detalles
 - 1. Requisitos de recubrimiento (5.12.3)
 - 2. Longitud de anclaje – Armadura no pretensada (5.11.1) (5.11.2)

3. Longitud de anclaje – Armadura pretensada (5.11.4)
4. Empalmes (5.11.5) (5.11.6)
5. Zonas de anclaje
 - a. Postesadas (5.10.9)
 - b. Pretensadas (5.10.10)
6. Vainas (5.4.6)
7. Limitaciones para el perfil de los tendones
 - a. Confinamiento de los tendones (5.10.4)
 - b. Tendones curvos (5.10.4)
 - c. Límites de separación (5.10.3.3)
8. Límites para la separación de la armadura (5.10.3)
9. Armadura transversal (5.8.2.6) (5.8.2.7) (5.8.2.8)
10. Resaltos horizontales tipo viga (5.13.2.5)

A5.4 PUENTES DE LOSA

En general, el enfoque de diseño para los puentes de losa es similar al utilizado para puentes de vigas y losa, con algunas excepciones que se indican a continuación.

- A. Verificar la altura mínima recomendada (2.5.2.6.3)
- B. Determinar el ancho de faja para sobrecarga (4.6.2.3)
- C. Determinar la aplicabilidad de la sobrecarga para tableros y sistemas de tablero (3.6.1.3.3)
- D. Diseñar la viga de borde (9.7.1.4)
- E. Investigar el corte (5.14.4.1)
- F. Investigar la armadura de distribución (5.14.4.1)
- G. Si no es maciza:
 1. Verificar si se trata de una construcción aligerada o celular (5.14.4.2.1)
 2. Verificar las dimensiones mínimas y máximas (5.14.4.2.1)
 3. Diseñar los diafragmas (5.14.4.2.3)
 4. Verificar los requisitos de diseño (5.14.4.2.4)

A5.5 DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

- A. Establecer el ancho mínimo de asiento
- B. Compilar las sollicitaciones no compiladas para la superestructura
 1. Viento (3.8)
 2. Hidráulicas (3.7)
 3. Efecto de la socavación (2.6.4.4.2)
 4. Hielo (3.9)
 5. Sismo (3.10) (4.7.4)
 6. Temperatura (3.12.2) (3.12.3) (4.6.6)
 7. Deformación impuesta (3.12)
 8. Colisión de embarcaciones (3.14) (4.7.5)
 9. Colisión de vehículos (3.6.5)
 10. Fuerza de frenado (3.6.4)
 11. Fuerza centrífuga (3.6.3)
 12. Empuje del suelo (3.11)
- C. Analizar la estructura y compilar las combinaciones de cargas

1. Tabla 3.4.1-1
 2. Combinaciones de cargas sísmicas especiales (3.10.8)
- D. Diseñar los elementos comprimidos (5.7.4)
1. Resistencia axial de diseño (5.7.4.4)
 2. Flexión biaxial (5.7.4.5)
 3. Efectos de la esbeltez (4.5.3.2.2) (5.7.4.3)
 4. Armadura transversal (5.7.4.6)
 5. Corte (generalmente incluyendo EQ y colisión de embarcaciones) (3.10.9.4.3)
 6. Límites de armadura (5.7.4.2)
 7. Aplastamiento (5.7.5)
 8. Durabilidad (5.12)
 9. Detalles (Como en el Paso A5.3K) y diseño sismorresistente (5.10.11)
- E. Diseñar las fundaciones (Consideraciones estructurales)
1. Socavación
 2. Zapatas (5.13.3)
 3. Estribos (Sección 11)
 4. Detalles de los pilotes (5.13.4)