

Recomendaciones para elementos de hormigón pretensados con cables no adherentes

Informado por el Comité ACI 423

Charles W. Dolan
Presidente

Henry Cronin Jr.
Secretario

Kenneth B. Bondy
Presidente del
Subcomité

Robert N. Bruce
C. Dale Buckner
Ned H. Burns
Gregory P. Chacos
Jack Christiansen
Todd Christopherson
Steven Close
Thomas E. Cousins
Apostolos Fiftis
Mark W. Fantozzi
Martin J. Fradua
Catherine W. French
Clifford Freyermuth
William L. Gamble
Hans Ganz

Mohammad Iqbal
Francis J. Jacques
Daniel P. Penny
Paul Ojal
Susan Lane
Ward N. Marianos
Leslie Martin
Alan H. Mattock
Gerrard McGuire
Mark Moore
Antoine Naaman
Kenneth Napio
Thomas E. Henil
Pani Mrutyunjaya
H. Kent Preston

Denis C. Pu
Julio Ramirez
Ken B. Rear
Bruce Russell
David Sanders
Thomas C. Schaffer
Morris Schupack
Kenneth Shushkewich
Patrick J. Sullivan
Luc R. Taerwe
Carl H. Walter
Jim Zhao
Paul Zia

Este informe se presenta a modo de guía para el diseño de elementos estructurales solicitados a flexión en construcciones con cables no adherentes. Se presentan sugerencias respecto de revisiones y adiciones que sería necesario incluir en el Código ACI-318 en relación con este tema. Se discute la determinación de la resistencia al fuego, el diseño para solicitaciones sísmicas y cargas catastróficas, además del diseño para cargas gravitatorias y laterales. Se presentan recomendaciones acerca de los detalles y propiedades de los cables, su protección contra la corrosión y los procedimientos constructivos.

***Palabras Clave:** anclaje (estructural); acero de pretensado; adherencia (entre hormigón y armaduras); análisis estructural; cargas (fuerzas); construcción de hormigón; corrosión; estructuras sismorresistentes; fisuración; hormigón pretensado; juntas (uniones); losas de hormigón; losas planas de hormigón; placas planas de hormigón; postesado; pretensado no adherente; pretensado; propiedades frente al corte; recubrimiento de hormigón; resistencia al fuego; tensiones; vigas (apoyos).

TABLA DE CONTENIDOS

Capítulo 1 – Introducción, p. 423.3R-2

- 1.1 – Generalidades
- 1.2 – Objetivo
- 1.3 – Alcance
- 1.4 – Notación y definiciones

Capítulo 2 – Consideraciones de diseño, p. 423.3R-3

- 2.1 – Requisitos generales
- 2.2 – Elementos continuos
- 2.3 – Protección contra la corrosión

La intención de los Informes, Guías, Prácticas Normalizadas y Comentarios de los Comités ACI es proveer lineamientos para la planificación, diseño, ejecución e inspección de las construcciones y para la redacción de especificaciones. Este documento debe ser utilizado por personas competentes para evaluar el alcance y limitaciones de su contenido y recomendaciones y que acepten responsabilidad por la aplicación del material que contiene. ACI deslinda cualquier responsabilidad por los principios expuestos. El Instituto no será responsable por ningún daño o pérdida que surja como consecuencia de los mismos.

La Documentación Técnica no deberá hacer referencia a este documento. Si el Arquitecto/Ingeniero desea incorporar algún elemento de este documento como parte de la Documentación Técnica, estos elementos se deberán redactar en lenguaje preceptivo e incorporar a la Documentación Técnica.

* ACI 423.3R-96 supersede a la norma ACI 423-3R-89 y entró en vigencia el 1° de Febrero de 1996.

Copyright © 1996, American Concrete Institute. Todos los derechos reservados.

2.4 – Resistencia al fuego

2.5 – Cargas sísmicas

Capítulo 3 – Diseño, p. 423-3R-9

3.1 – Requisitos generales

3.2 – Sistemas en una dirección

3.3 – Sistemas en dos direcciones

3.4 – Tensión en los cables bajo carga mayorada

3.5 – Pérdidas de pretensado

3.6 – Tensión promedio debida a la fuerza efectiva de tesado

3.7 – Muros portantes y columnas

3.8 – Requisitos de comportamiento en servicio

3.9 – Resistencia de diseño

3.10 – Refuerzo de las zonas de anclaje

Capítulo 4 – Materiales, p. 423-3R-19

4.1 – Cables

4.2 – Materiales protectores

4.3 – Protección de las zonas de anclaje

4.4 – Recubrimiento de hormigón

Capítulo 5 – Construcción, p. 423-3R-21

5.1 – Juntas constructivas

5.2 – Franjas de cierre

5.3 – Colocación de los cables

5.4 – Colocación y curado del hormigón

5.5 – Operaciones de tesado

5.6 – Retiro de los encofrados y apuntalamiento

5.7 – Soldaduras y aplicación de calor

5.8 – Procedimientos generales

Capítulo 6 – Referencias, p. 423-3R-24

6.1 – Referencias recomendadas

6.2 – Referencias citadas

CAPÍTULO 1 – INTRODUCCIÓN

1.1 – Generalidades

La intención de este informe es actualizar el informe anterior del Comité ACI-ASCE 423 titulado "Recomendaciones para elementos de hormigón pretensados con cables no adherentes" (ACI 423.3R-89), publicado en 1989. En el intervalo comprendido entre la publicación de dicho informe y los tres informes previos a los cuales reemplazó, muchas de sus recomendaciones han sido incorporadas en el Código de Construcción de ACI (ACI-318). En consecuencia, ACI 318-95 trata el diseño con cables no adherentes

prácticamente con el mismo grado de profundidad que el diseño con cables adherentes.

Sin embargo, hemos preparado estas recomendaciones a fin de proveer una guía actualizada y exhaustiva acerca del diseño, los materiales y las prácticas constructivas para los elementos de hormigón pretensados con cables no adherentes. Este informe también incluye sugerencias respecto de revisiones y adiciones que sería necesario incluir en el Código ACI-318 en relación con este tema.

1.2 – Objetivo

1.2.1 – El objetivo de este informe es presentar recomendaciones referentes a los materiales, el diseño y la construcción de elementos de hormigón pretensados con cables no adherentes que sean compatibles con los requisitos de seguridad y comportamiento en servicio del Código de Construcción de ACI (ACI-318).

1.2.2 – Este informe es simplemente una guía, y no debería ser interpretado como un código de construcción ni como una especificación. Todas las recomendaciones que contiene se presentan para que sirvan como guía e información para los ingenieros, quienes para aplicar las recomendaciones deberán aplicar su juicio profesional.

1.3 – Alcance

1.3.1 – Estas recomendaciones pretenden abarcar las consideraciones especiales relacionadas con el diseño con cables no adherentes. Este informe se ocupa del diseño de vigas y losas, elementos continuos, y detalles y propiedades de los cables y anclajes, además de su protección contra la corrosión en las etapas constructivas y durante la totalidad de la vida de la estructura.

1.3.2 – Estas recomendaciones no se aplican a los elementos que utilizarán cables adherentes (ni siquiera durante sus etapas no adherentes), a los elementos sujetos a tracción directa tales como los tensores, vientos, tirantes de arcos o cables circulares perimetrales utilizados en recipientes a presión, ni a las losas postesadas apoyadas en el terreno utilizadas para construcciones residenciales livianas, ya que para estas estructuras se han desarrollado métodos de diseño independientes.¹

1.4 – Simbología y definiciones

Los símbolos utilizados en el presente documento tienen el significado asignado en ACI 116R o ACI 318, o bien se definen en el propio texto. A continuación

presentamos las definiciones de los términos utilizados en el presente informe.

Acero de pretensado – Acero de alta resistencia que se utiliza para pretensar el hormigón; generalmente consiste en cordones de siete alambres, alambres individuales, barras, varillas o grupos de cables o alambres.

Acople – Dispositivo que se utiliza para conectar barras de armadura o cables de pretensado por sus extremos.

Anclaje – En postesado, dispositivo que se utiliza para anclar el acero de pretensado al elemento de hormigón.

Cable – Conjunto de elementos utilizados para impartir fuerzas de pretensado al hormigón, compuesto por los anclajes y el acero de pretensado con sus vainas (si corresponde).

Cables adherentes – Cables que se adhieren al hormigón mediante llenado con mortero u otros medios aprobados; estos cables no pueden moverse libremente respecto del hormigón.

Cables no adherentes – Cables en los cuales el acero de pretensado tiene libertad permanente para moverse (entre sus anclajes) respecto del hormigón al cual le aplican fuerzas de pretensado.

Ducto – Orificio que se forma en el hormigón para insertar el acero que ha de ser postesado.

Grasa – Material que se utiliza para proteger contra la corrosión y lubricar el acero de pretensado.

Vaina – Elemento dentro del cual se coloca el acero de pretensado para evitar su adherencia durante la colocación del hormigón y, en el caso de los cables que han de permanecer no adherentes, para proteger el recubrimiento inhibidor de la corrosión que se aplica al acero de pretensado.

CAPÍTULO 2 – CONSIDERACIONES DE DISEÑO

2.1 – Requisitos generales

Los requisitos relacionados con la resistencia y el comportamiento en servicio (incluyendo las tensiones) deberían satisfacer lo especificado en ACI 318; sin embargo, algunas de las recomendaciones que aquí se presentan difieren del contenido del Código de Construcción de ACI o se refieren a áreas no abarcadas por dicho código.

2.2 – Elementos continuos

2.2.1 – En las losas o vigas continuas de dos o más tramos pretensadas en una sola dirección, un estado de

carga o exposición al fuego que provoque la falla de todos los cables de un tramo provocará una pérdida de pretensado y la pérdida de gran parte de la capacidad de carga de los demás tramos. Se deberían considerar las consecuencias de estas fallas catastróficas en cualquier tramo específico sobre la estabilidad global del sistema estructural. La respuesta de ACI 318 a esta preocupación y a otras consideraciones tales como la limitación del ancho de fisura se encuentra en su Sección 18.9.2. La Sección 18.9.2 especifica una armadura adherente mínima igual al 0,40 por ciento del área parcial de la sección transversal comprendida entre el borde traccionado y el baricentro de la sección total. Para este propósito se recomienda utilizar armadura de Grado 60 (Grado 400). Esta cantidad de armadura adherente es aproximadamente igual a la mínima armadura requerida para las losas armadas convencionalmente (Sección 10.5.3 de ACI 318).

Las losas armadas en una sola dirección también pueden incorporar cables no adherentes de longitud parcial, cables solapados o cables con anclajes intermedios que servirían para limitar la pérdida de capacidad de carga. En el caso de los elementos armados en una sola dirección postesados con cables no adherentes, el Código de Construcción Uniforme (UBC) exige proveer, mediante armadura adherente, una capacidad de carga alternativa igual a $D + 0,25L$ con un factor ϕ igual a 1,0. En las losas, dependiendo de la configuración de los tramos y las cargas, el criterio de $D + 0,25L$ algunas veces se satisface utilizando la armadura adherente requerida por la Sección 18.9.2 de ACI 318.

En las regiones de momento negativo de las vigas T y otros elementos en los cuales el ancho de compresión es limitado, la cantidad de armadura provista está limitada (Sección 18.8 de ACI 318) para evitar la posibilidad de que ocurra una falla por compresión bajo cargas mayoradas.

De acuerdo con la Sección 18.9.4.3 de ACI 318, tanto para las vigas como para las losas, la armadura adherente se debería detallar de acuerdo con los requisitos del Capítulo 12 de ACI 318, con una superposición suficiente entre las barras para momento positivo y las barras para momento negativo que garantice que la armadura adherente funcionará como un sistema portante independiente.

2.2.2 – En el caso de las losas armadas en dos direcciones de las proporciones habituales, el hecho de cargar catastróficamente un vano más allá de la capacidad de diseño no resulta tan crítico para los demás tramos como en los sistemas armados en una sola

dirección. En las losas armadas en dos direcciones, se debería considerar la capacidad de carga de los cables en cada dirección. Ensayos realizados²⁻⁶ han demostrado que bajo diversos patrones de carga hay comportamiento de flexión en dos direcciones, y que los sistemas postesados en dos direcciones pueden soportar algunos tipos de cargas catastróficas; este comportamiento es reconocido intrínsecamente en ACI 318 y también en el UBC mediante una reducción de la cantidad de armadura adherente requerida respecto de los sistemas en una dirección.

2.3 – Protección contra la corrosión

Los cables de pretensado no adherentes se deberían proteger contra la corrosión durante su acopio, transporte, construcción y fabricación, y también luego de su instalación. La protección contra la corrosión debería satisfacer los requisitos de las "Especificaciones para cables monocordón no adherentes."⁷ del *Post-Tensioning Institute*. Este documento considera dos niveles o grados de protección contra la corrosión, e incluye medidas de protección adicionales que se aplican para los cables que se utilizan en ambientes agresivos. El recubrimiento de hormigón sobre los cables no adherentes se debería detallar considerando los factores discutidos en la Sección 4.4. El "Manual de procedimientos en obra para cables monocordón no adherentes"⁸ del *Post-Tensioning Institute* contiene lineamientos acerca de la protección de los cables durante su acopio, transporte e instalación.

Las estructuras expuestas a ambientes agresivos incluyen todas las estructuras sujetas a la aplicación directa o indirecta de productos químicos descongelantes, agua de mar, aguas salobres, o las salpicaduras de alguna de ellas; las estructuras en la proximidad inmediata de las costas marítimas expuestas al aire de mar; y las estructuras terraplenadas no impermeabilizadas. Las cavidades que se dejan para aplicar el tesado y las juntas constructivas en los anclajes intermedios que luego de la construcción no se mantienen normalmente secos también se deberían considerar expuestos a ambientes agresivos. El diseñador debería evaluar cuidadosamente las condiciones existentes para determinar si el ambiente en el cual se ubicará la estructura se puede considerar de algún modo agresivo. Prácticamente todos los edificios cerrados (edificios de oficinas, edificios de apartamentos, depósitos, fábricas) se consideran ambientes normales.

2.4 – Resistencia al fuego

La resistencia al fuego nominal se puede determinar de acuerdo con los requisitos sobre transmisión de calor y dimensiones indicados en la Sección 2.4.1, o bien mediante el procedimiento de diseño racional para determinar la resistencia al fuego discutido en la Sección 2.4.2^{9,10} (ver también ACI 216R y ASTM E 119). La norma ASTM E 119 incluye una guía para clasificar de las construcciones como "restringidas" o "no restringidas." La guía indica que tanto la restricción de la expansión térmica como la restricción de la continuidad mejora sustancialmente la resistencia al fuego, y que prácticamente todas las construcciones hormigonadas in situ pueden ser consideradas restringidas.

2.4.1 Dimensiones mínimas para diferentes resistencias al fuego⁸

2.4.1.1 Losas – Para satisfacer los requisitos mínimos sobre transmisión de calor, es decir un aumento de temperatura de 250 F (140 C) en la superficie no expuesta, el espesor requerido para las losas de hormigón debería ser el mismo ya sea que la losa sea simple, armada o pretensada. La Tabla 2.1 indica los espesores de losa recomendados para este propósito. El espesor del recubrimiento de hormigón sobre los cables de postesado de las losas no restringidas se determina en base al tiempo que transcurre durante un ensayo de resistencia al fuego hasta que los cables alcanzan una temperatura crítica. Para el acero de pretensado estirado en frío esta temperatura es de 800 F (430 C). En el caso de las losas restringidas no hay limitaciones referentes a la temperatura del acero, pero la limitación referente a la de calor [250 F (140 C)] es igual que para las losas no restringidas. Ensayos de resistencia al fuego realizados indican que las losas con armadura postesada se comportan aproximadamente de la misma manera que las losas de hormigón armado de iguales dimensiones. En consecuencia, el recubrimiento de hormigón sobre los cables de postesado de las losas podría ser básicamente igual al recubrimiento utilizado sobre el acero de las armaduras de la losa. Aplicando estos criterios a las losas pretensadas, en la Tabla 2.2 se indican espesores de recubrimiento recomendados.

Tabla 2.1 – Espesores sugeridos para losas de hormigón con diferentes resistencias al fuego¹⁰

Espesor de la losa (mm)					
Tipo de agregados	1 hr.	1½ hr.	2 hr.	3 hr.	4 hr.
Carbonatos	80	105	115	145	165
Silíceos	90	105	125	155	175
Livianos	65	80	95	115	130

Tabla 2.2 – Espesores sugeridos para el recubrimiento de hormigón en las losas pretensadas con armadura postesada¹⁰

Restringida o No restringida	Tipo de agregados	Espesor del recubrimiento (mm)				
		1 hr.	1½ hr.	2 hr.	3 hr.	4 hr.
No restringida	Carbonatos	20	30	35	50	–
No restringida	Silíceos	20	35	40	55	–
No restringida	Livianos	20	25	35	40	–
Restringida	Carbonatos	20	20	20	25	35
Restringida	Silíceos	20	20	20	25	35
Restringida	Livianos	20	20	20	20	25

Ver también los requisitos sobre divisibilidad en la Sección 4.4.

2.4.1.2 Vigas – Las dimensiones mínimas de las vigas con armadura postesada para diferentes resistencias al fuego dependen del tipo de acero y hormigón, del ancho de las vigas, y del recubrimiento de hormigón sobre el acero. Para las vigas muy anchas los requisitos sobre recubrimiento deberían ser aproximadamente igual que para las losas. En las vigas restringidas separadas más de 4 ft (1200 mm) entre sus centros, para lograr una resistencia al fuego nominal menor o igual que 1 hora el acero de pretensado estirado en frío no debe sobrepasar la temperatura de 800 F (430 C); para lograr resistencias al fuego mayores que 1 hora esta temperatura no se debe exceder durante la primera mitad del período de clasificación o 1 hora, cualquiera sea el valor que resulte mayor. Los espesores de recubrimiento recomendados en la Tabla 2.3 se basan en estos criterios. Para las vigas postesadas de menos de 8 in. (200 mm) de ancho en las cuales se utilizan cables monocordón o multicordón se puede utilizar la norma ACI 216R. Las vigas de menos de 8 in. (200 mm) de ancho postesadas con barras de acero aleado de alta resistencia deberían tener el mismo recubrimiento que las vigas de hormigón armado de igual dimensiones y resistencia al fuego.

Tabla 2.3 – Espesores sugeridos para el recubrimiento de hormigón en vigas pretensadas con armadura postesada⁸

				Espesor del recubrimiento, mm, para una resistencia al fuego de:				
Restringida o no restringida	Tipo de acero	Tipo de hormigón	Ancho de la viga, mm†	1 hr.	1½ hr.	2 hr.	3 hr.	4 hr.
No restringida	Estirado en frío	Peso normal	200	45	50	65	120	–
No restringida	Estirado en frío	Liviano	200	40	45	50	95	–
No restringida	Barras AAR	Peso normal	200	40	40	40	65	–
No restringida	Barras AAR	Liviano	200	40	40	40	60	–
Restringida	Estirado en frío	Peso normal	200	40	40	40	50	65
Restringida	Estirado en frío	Liviano	200	40	40	40	45	50
Restringida	Barras AAR	Peso normal	200	40	40	40	40	40
Restringida	Barras AAR	Liviano	200	40	40	40	40	40
No restringida	Estirado en frío	Peso normal	> 300	40	45	50	65	75
No restringida	Estirado en frío	Liviano	> 300	40	40	45	50	65
No restringida	Barras AAR	Peso normal	> 300	40	40	40	40	50
No restringida	Barras AAR	Liviano	> 300	40	40	40	40	50
Restringida	Estirado en frío	Peso normal	> 300	40	40	40	45	50
Restringida	Estirado en frío	Liviano	> 300	40	40	40	40	45
Restringida	Barras AAR	Peso normal	> 300	40	40	40	40	40
Restringida	Barras AAR	Liviano	> 300	40	40	40	40	40

† Para vigas cuyo ancho está comprendido entre 8 y 12 in. el espesor del recubrimiento se puede determinar por interpolación.

1 in. = 25,4 mm

AAR = Aleación de alta resistencia

2.4.1.3 Protección de los anclajes – En un anclaje, el recubrimiento de hormigón sobre el acero de pretensado debería ser como mínimo $\frac{1}{4}$ in. (6 mm) mayor que el requerido en la zona alejada del anclaje. El recubrimiento mínimo sobre la placa de apoyo o soporte del anclaje debería ser de 1 in. (25 mm) en las vigas y $\frac{3}{4}$ in. (20 mm) en las losas.

2.4.2 Procedimientos de diseño racionales que consideran la resistencia al fuego – Se han desarrollado procedimientos analíticos racionales para determinar la resistencia al fuego de las estructuras de hormigón postesado a partir del análisis de resultados de ensayos de resistencia al fuego realizados de acuerdo con los criterios indicados en la norma para ensayos de resistencia al fuego estándares, ASTM E 119. Estos procedimientos utilizan datos básicos sobre las relaciones resistencia-temperatura del acero y el hormigón junto con información sobre las temperaturas que se producen dentro de vigas y losas de hormigón durante los ensayos de resistencia al fuego estándares. Los procedimientos de diseño racionales para vigas y losas postesadas con cables no adherentes son esencialmente los mismos que para los elementos de hormigón pretensado.⁹ Las diferencias que introduce el hecho de que los cables sean curvos (en lugar de rectos o con una flecha) son apenas menores y no afectan los procedimientos de diseño. Ensayos realizados sobre elementos postesados indican que, al final de un ensayo de resistencia al fuego, en las regiones de momento positivo las temperaturas de los cables se pueden considerar esencialmente iguales, ya sea que los cables sean adherentes o no adherentes. Además, estos ensayos indican que la tensión en el acero de pretensado $f_{ps\theta}$ en el momento de la falla en los ensayos de resistencia al fuego se puede estimar en función de la resistencia última del acero a la temperatura θ utilizando la siguiente relación:

$$\frac{f_{ps\Phi}}{f_{pu\Phi}} = \frac{f_{ps}}{f_{pu}}$$

donde f_{ps} = tensión en los cables de postesado a la resistencia nominal, psi (MPa). En el caso de los cables no adherentes, esta tensión se puede calcular utilizando las Ecuaciones (18-4) o (18-5) de ACI 318 (ver también la Sección 3.4).

f_{pu} = resistencia a la tracción especificada de los cables, psi (MPa)

$f_{ps\theta}$ = tensión en los cables postesados a la resistencia nominal a temperatura elevada, psi (MPa)

$f_{pu\theta}$ = resistencia a la tracción de los cables a temperatura elevada, psi (MPa)

Para las vigas o losas continuas en las cuales se utilizan cables no adherentes continuos y con flecha y que están expuestas al fuego desde su cara inferior, el valor de $f_{ps\theta}$ en las regiones de momento negativo se debería tomar igual que en las regiones de momento positivo. La capacidad en cualquier punto de la longitud de un cable no adherente está limitada por la capacidad en el punto donde la temperatura del acero es la más elevada.

En base a estas consideraciones es posible determinar la resistencia al momento teórica retenida para un valor de resistencia al fuego especificado (por ejemplo 2 horas) en la región de momento positivo y en ambas regiones de momento negativo de un determinado panel de una construcción. La máxima capacidad de momento en las columnas exteriores no debería ser mayor que la que se puede transmitir a la columna. Para evaluar la resistencia al momento teórica retenida se puede asumir que si se produce un incendio debajo del piso habrá una redistribución de momentos, lo cual hará entrar en fluencia la armadura de momento negativo adherente. Si el momento aplicado en el centro del tramo es menor que la capacidad de momento retenida luego de la redistribución de momentos, la resistencia al fuego será adecuada. Esto se puede expresar de la siguiente manera:

$$M = M_{t0}^+ + 1/2(M_{t10}^- + M_{t20}^-)$$

$$M = \text{momento estático total (no mayorado)} = \frac{wL^2}{8}$$

donde:

M_{t0}^+ = momento retenido en el centro del tramo

M_{t10}^- = momento negativo retenido en la Columna 1

M_{t20}^- = momento negativo retenido en la Columna 2

Sin embargo, si el momento aplicado en el centro del tramo es mayor que la capacidad de momento retenida, será necesario modificar el diseño. Existen diferentes opciones para mejorar la resistencia al fuego. Estas opciones incluyen:

1. Aumentar el recubrimiento de hormigón en la región de momento positivo.
2. Aumentar el número de cables de pretensado.
3. Agregar armadura de momento positivo.
4. Agregar armadura de momento negativo.
5. Obviamente existen otras soluciones, tales como el uso de losas de mayor espesor, hormigón liviano o cielorrasos resistentes al fuego. Además, se pueden utilizar diferentes combinaciones de las opciones arriba listadas. La solución más adecuada dependerá de los costos de implementación, de la aceptabilidad desde el punto de vista arquitectónico y tal vez de otras consideraciones. Por ejemplo, si para mejorar la resistencia al fuego de un piso existente no es posible aplicar las Opciones 1 a 4, la solución más adecuada podría ser aplicar una capa inferior o cielorraso. Muchas veces durante la etapa de diseño la mejor solución consiste en agregar acero, lo cual no sólo aumenta la resistencia al fuego sino que también mejora la resistencia global y la ductilidad del piso.

2.5 – Cargas sísmicas

La mayoría de las estructuras de hormigón ubicadas en regiones sujetas a perturbaciones sísmicas y que incluyen elementos postesados dentro del sistema estructural que soporta las cargas gravitatorias tienen muros de corte, pórticos arriostrados o pórticos espaciales dúctiles de hormigón armado resistentes al momento para resistir los esfuerzos laterales debidos a las cargas sísmicas y de viento. Actualmente la mayor parte de los códigos de construcción de Estados Unidos contienen criterios mínimos para el diseño sismorresistente que se basan en los requisitos y comentarios publicados por el Comité de Sismología de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California¹¹ y/o el documento *Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings* publicado por la NEHRP.

Aunque todos los códigos modelo permiten utilizar cables de postesado no adherentes en los elementos estructurales que soportan cargas gravitatorias o verticales para que bajo carga sísmica actúen como diafragmas horizontales, existen algunas diferencias en cuanto a qué proporción de la fuerza de postesado se puede utilizar para resistir esfuerzos sísmicos. Los organismos NEHRP (1991),¹² BOCA (1993)¹³ y SBC (1994)¹⁴ limitan la cantidad de postesado que se puede utilizar para resistir los esfuerzos inducidos por un sismo. Específicamente, el NEHRP (1991) indica los siguientes requisitos:

Sección 11.1.1.4: "Se permitirá utilizar cables postesados en los elementos de los pórticos solicitados a flexión, siempre que la tensión promedio debida a la fuerza efectiva de tesado, f_{pe} , calculada para un área igual a la menor de las dimensiones de la sección transversal del elemento multiplicada por la dimensión perpendicular no sea mayor que 350 psi." (Ver la definición de la sección transversal aplicable en la Figura 2.1).

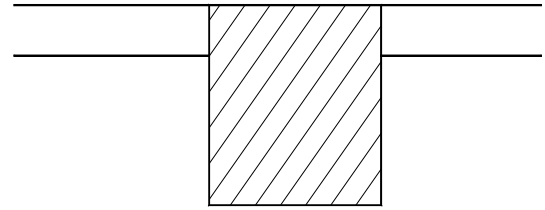


Figura 2.1 – Definición de la sección aplicable en el caso de las secciones Te

Sección 11.1.1.5: "En los elementos en los cuales para resistir las solicitaciones sísmicas se utilizan cables de pretensado junto con armaduras ASTM A 706 o A 615 (Grados 40 o 60), los cables pretensados no deberán proveer más de una cuarta parte de la resistencia tanto al momento positivo como al momento negativo en la cara de la unión. Se debe haber demostrado que los anclajes de los cables se comportan satisfactoriamente bajo cargas sísmicas. Los anclajes deberán soportar, sin fallar, como mínimo 50 ciclos de carga entre 40 y 85 por ciento de la resistencia mínima especificada del cable. Deberá haber cables que atraviesen las juntas interiores y que estén anclados en la cara externa de la junta o más allá de la misma."

El UBC (para zonas 3 y 4) no se ha referido explícitamente a estos requisitos; se debe utilizar armadura adherente no tesa que satisfaga ciertas limitaciones especiales respecto de la máxima tensión de fluencia y la mínima resistencia a la tracción.

Los códigos modelo también contienen un requisito que establece que todos los elementos de los pórticos no requeridos como parte del sistema resistente a las fuerzas laterales deben ser capaces de resistir los momentos inducidos por las deformaciones que las fuerzas laterales provocan en la estructura, además de los momentos provocados por las cargas verticales; esto se aplica tanto a los elementos de hormigón pretensado como a los elementos contruidos de otros materiales. Se ha demostrado que los elementos de hormigón pretensado subarmados (es decir, aquellos que tienen una cuantía combinada menor o que $0,36\beta_1$ de acuerdo

con la Sección 18.8.1 de ACI 318) pueden satisfacer este requisito de ductilidad. La Figura 2.2¹⁶ muestra que después de aplicar ciclos de carga de baja intensidad sobre probetas representativas de sistemas losa-columna interior, para lograr una ductilidad comparable a la de una losa postesada, en las losas armadas convencionalmente fue necesario agregar armadura en forma de estribos poco separados. Debido a que en los cables adherentes las deformaciones se distribuyen en la totalidad de la longitud, no se anticipa que las tensiones en los cables sobrepasen el rango elástico, aún en caso de un sismo severo. En consecuencia, los cables no disipan demasiada energía. Tanto los resultados de ensayos en laboratorio como la experiencia en obra indican que este problema se puede resolver utilizando elementos que contengan una combinación de cables no adherentes y armadura adherente no tesa.

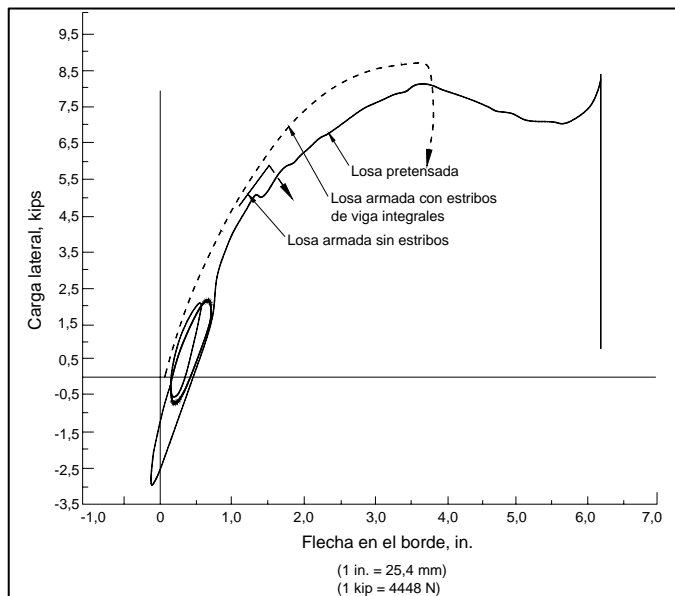


Figura 2.2 – Relaciones carga lateral / flecha en el borde. Comparación entre probetas representativas de sistemas losa-columna interior de hormigón armado y hormigón pretensado¹¹

Ensayos realizados en laboratorio sobre elementos estructurales postesados indican que combinando adecuadamente armaduras tesas y no tesas (adherentes) se pueden lograr características de disipación de energía bajo cargas sísmicas que satisfagan las normas aceptadas.¹⁷⁻²³ Además de los resultados obtenidos mediante estos ensayos, los cuales se realizaron para estudiar elementos que contenían cables tanto adherentes como no adherentes, se ha informado que

durante los terremotos de San Fernando (1971), Loma Prieta (1989) y Northridge (1994) diversas estructuras de altura media a elevada construidas con cables no adherentes en elementos de sus pórticos sismorresistentes fueron capaces de resistir fuerzas laterales elevadas sin sufrir daños estructurales.²⁴ Estas estructuras habían sido diseñadas despreciando la contribución de los cables como armadura de tracción bajo cargas sísmicas, pero sí considerando los momentos inducidos en los pórticos por la acción de los cables. Para lograr capacidad de carga y permitir la disipación de energía se habían utilizado barras de armadura Grado 60. Debido a que los cables no habían sido tesados más allá del rango elástico, estos cables redujeron el deterioro de la capacidad de corte proveyendo una fuerza de "corte por fricción" prácticamente constante en las uniones viga-columna. En cuanto al anclaje de los cables no adherentes, luego que una estructura con pisos prefabricados formados por placas planas fallara durante su construcción, se pudo comprobar que los anclajes habían conservado su integridad aún después del colapso de la estructura, que los cables habían fallado por tracción y que los bloques en los extremos habían estallado.²⁵

Las vigas postesadas se pueden dimensionar de modo que sean más esbeltas que los elementos armados convencionalmente. Esta reducción de la rigidez de la sección de la viga puede contrarrestar el aumento de rigidez que produce el pretensado (longitudes reducidas de formación de rótulas plásticas), y el comportamiento global del pórtico se compara favorablemente con el de los pórticos dúctiles convencionales.

Los resultados de ensayos de carga cíclica de alta intensidad realizados sobre pórticos de ensayo representativos de pórticos de hormigón dúctiles resistentes al momento con vigas postesadas con cables no adherentes indican que el postesado no afectó negativamente las características sismorresistentes de los pórticos ensayados. El informe de estos ensayos recomienda que la tensión promedio debida a la fuerza efectiva de tesado, en base al área de la sección transversal de la viga, se debería limitar a aproximadamente 350 psi (2,4 MPa). Luego de aplicar las cargas sísmicas a los pórticos de ensayo, la rigidez de los pórticos postesados fue mayor que la rigidez de los pórticos no postesados. El postesado mejoró el comportamiento de la armadura no tesa en la unión viga-columna.

La norma que se ocupa de los sistemas de anclaje para cables no adherentes¹⁰ contiene requisitos para la realización de ensayos estáticos y dinámicos que

indican condiciones más severas que las que se anticipan durante un sismo de alta intensidad. Estas especificaciones también requieren que los anclajes de los cables no adherentes satisfagan requisitos relacionados con los ensayos de fatiga.

CAPÍTULO 3 – DISEÑO

3.1 – Requisitos generales

Los requisitos de diseño especificados en el Capítulo 18 de ACI 318 se aplican al contenido del presente capítulo; sin embargo, algunas de las recomendaciones presentadas difieren de las del Código de Construcción.

3.2 – Sistemas en una dirección

3.2.1 Armadura adherente mínima – La armadura adherente mínima especificada en la Sección 18.9.2 de ACI 318 se considera adecuada para limitar los anchos de fisura debidos a las cargas permanentes y sobrecargas por distribución de fisuras.²⁷⁻²⁹ Como se discutió en la Sección 2.2.1 del presente informe, esta cantidad de armadura también constituye un sistema portante alternativo en caso que se produzca una falla catastrófica o una carga anormal en uno de los tramos de un elemento lineal continuo postesado con cables no adherentes. Por este motivo, se recomienda que la armadura adherente que se utiliza para contribuir a la resistencia al momento de diseño o para proveer un recorrido alternativo para las cargas en los sistemas lineales sea diseñada de acuerdo con los requisitos del Capítulo 12 de ACI 318. Los requisitos sobre separación de la armadura de las losas especificados en la Sección 7.6.5 de ACI 318 no se aplican a la armadura adherente en las losas postesadas con cables no adherentes.

En las losas armadas en una dirección, el uso de la mínima armadura adherente especificada en la Sección 18.9.2 de ACI 318 lleva a utilizar tensiones de tracción de diseño comprendidas entre $9\sqrt{f'_c}$ psi ($0,8\sqrt{f'_c}$ MPa) y $12\sqrt{f'_c}$ psi ($1,0\sqrt{f'_c}$ MPa). Ensayos realizados han demostrado que las losas con este nivel de tensión de tracción de diseño y que satisfacen los requisitos sobre armadura adherente especificados en la Sección 18.9.2 se comportan satisfactoriamente.²⁷ Sin embargo, para aplicaciones tales como las losas de las estructuras para estacionamiento de vehículos ubicadas en regiones de clima severo, desde el punto de vista de la durabilidad

puede ser preferible utilizar tensiones de tracción de diseño menores.²⁰

La Sección 18.8.3 de ACI 318 requiere una cantidad total de cables adherentes y no adherentes adecuada para desarrollar una carga mayorada como mínimo igual a 1,2 veces la carga de fisuración en base al módulo de rotura f_r de $7,5\sqrt{f'_c}$ psi ($0,7\sqrt{f'_c}$ MPa) especificada en la Sección 9.5.2.3 de ACI 318. Este requisito se incluye como protección contra una falla súbita por flexión debida a la rotura de la armadura en el momento en que se produce la fisuración. En contraste con este modo de falla frágil, ensayos realizados en vigas y losas en una dirección han demostrado que los cables no adherentes no se rompen y que generalmente ni siquiera entran en fluencia en el momento de la fisuración por flexión.²⁷⁻²⁹ Además, la mínima cantidad de armadura adherente requerida por la Sección 18.9.2 de ACI 318 para elementos postesados en una dirección es mayor o igual que la mínima armadura requerida para los elementos armados convencionalmente. Debido a que, además de la mínima armadura adherente, todos los elementos postesados en una dirección tendrán alguna armadura postesada no adherente, en todos los casos la mínima armadura total será sustancialmente mayor que la armadura mínima especificada para los elementos en una dirección armados convencionalmente.

Por este motivo, y considerando que los cables no adherentes no entran en fluencia ni se rompen en el momento de la fisuración, se recomienda que el Comité 318 elimine el requisito sobre armadura mínima de la Sección 18.9.2 (1,2 veces la carga de fisuración) para el caso de vigas y losas en una dirección con cables no adherentes, y que revise la Sección 18.8.3 para excluir su aplicación a las vigas y losas en una dirección con cables no adherentes. En general, la Sección 18.8.3 no es la que determina los requisitos de armadura para las vigas T postesadas y vigas de sección rectangular en una dirección.

Para aplicar la Ecuación (18-6) de ACI 318 a las regiones de momento negativo de las vigas de sección rectangular y T, el ancho de ala debería ser el mínimo ancho con el cual se lograrán propiedades seccionales que satisfagan la limitación de la tensión de compresión bajo carga de servicio ($0,45\sqrt{f'_c}$) en la cara inferior de la viga o el alma. También se debería revisar la limitación establecida para la tensión de tracción en la fibra superior. La armadura total adherente y no adherente provista también debería satisfacer los requisitos sobre resistencia a flexión de diseño sin

sobrepasar la cantidad límite de armadura tesa y no tesa establecida en la Sección 18.8.1 de ACI 318.

3.2.2 Separación de los cables – Tal como se discutió anteriormente, la aplicación de los requisitos sobre armadura adherente mínima para losas en una dirección establecidos en el código actual típicamente da por resultado, para una losa de $4\frac{1}{2}$ in. (115 mm) de altura, el uso de barras No. 4 (No. 15) con una separación de 21 in. (500 mm) entre sus centros tanto para momentos positivos como para momentos negativos. Para una losa de 8 in. (200 mm) de altura se requieren barras No. 4 (No. 15) separadas aproximadamente 12 in. (300 mm) entre sus centros; para separaciones mayores se requieren barras de mayor sección. Considerando esta cantidad y separación de la armadura adherente, para las losas en una dirección con sobrecargas y cargas uniformemente distribuidas normales se recomienda adoptar una máxima separación entre cables igual a ocho veces la altura de la losa [máximo cinco pies (1500 mm)], sin la restricción adicional especificada en la Sección 3.3.5 para losas en dos direcciones, la cual establece que la mínima tensión de pretensado debe ser de 125 psi (0,9 MPa). Para las losas con cargas concentradas significativas puede ser necesario aplicar consideraciones especiales al momento de determinar la separación de los cables.

En ciertos casos, como por ejemplo cuando se instalan cables externos con posterioridad a la construcción, puede resultar beneficioso que la separación entre cables sea mayor que ocho veces la altura de la losa o 5 ft (1500 mm). En estos casos estos límites se podrían superar, siempre que se pueda demostrar mediante un análisis racional que la losa puede soportar adecuadamente las cargas de diseño.

3.2.3 Mínima armadura en forma de estribos – En todas las vigas, losas nervuradas y vigas T es necesario disponer una cantidad mínima de armadura en forma de estribos para contar con una manera de soportar los cables y formar el perfil de diseño de los mismos. Si los cables no están adecuadamente soportados por estribos, durante la colocación del hormigón se pueden producir desviaciones locales de los cables respecto de la curvatura parabólica supuesta en el diseño. Cuando estos cables se tesan, las desviaciones respecto de la curvatura de diseño tienden a rectificarse, y este proceso puede imponer grandes tensiones de tracción sobre las almas de las vigas o losas nervuradas postesadas.

En varios casos en los cuales no se dispusieron estribos se observó un importante grado de fisuración. Se puede evitar que los cables adopten curvaturas no intencionales asegurando firmemente los cables a

estribos rígidamente atados por otros elementos de la jaula de armadura. En el caso de los paquetes de dos a cuatro cables monocordón, se sugiere atar estos paquetes como mínimo a estribos No. 3 (No. 10 mm) separados 2 ft 6 in. (760 mm) entre sus centros; en el caso de los paquetes de cinco o más cables monocordón se recomienda atarlos como mínimo a estribos No. 4 (No. 15) separados 3 ft 6 in. (1070 mm) entre sus centros. Se recomienda utilizar esta cantidad de estribos aún cuando la magnitud de la tensión de corte sea tal que no se requieran estribos de acuerdo con los requisitos de la Sección 11.5.5 de ACI 318. En la mayoría de los casos, para satisfacer los requisitos de corte de ACI 318 se necesitarán estribos con menores separaciones entre centros.

3.2.4 Armadura de contracción y temperatura tesa – La Sección 7.12 de ACI 318 permite utilizar armadura de contracción y temperatura tesa siempre que haya una tensión de compresión promedio mayor o igual que 100 psi (0,7 MPa) en el área bruta de hormigón que utiliza la tensión efectiva del acero de pretensado, luego de todas las pérdidas de pretensado indicadas en la Sección 18.6 de ACI 318.

En las construcciones con vigas y losas monolíticas hormigonadas in situ y posteadas, la porción de una losa que se utiliza como "ala" de una viga debería satisfacer los requisitos de armadura mínima especificados en el Capítulo 18 de ACI 318 para vigas. Además, en las regiones de momento positivo la losa se debería armar de acuerdo con la Sección 7.12.2 de ACI 318, a menos que se mantenga una tensión de compresión mayor o igual que 100 psi (0,7 MPa) aún considerando la tensión de pretensado más las cargas permanentes. En la región central del vano comprendido entre las alas de las vigas se deberían utilizar cables adicionales para proveer una compresión de 100 psi (0,7 MPa) en la parte de la losa que no se utiliza como parte de las vigas. Los cables utilizados para satisfacer los requisitos sobre armadura de contracción y temperatura se deberían colocar verticalmente tan cerca del centro de la losa como sea posible. Cuando los cables para contracción y temperatura se utilizan para soportar los cables principales se permiten variaciones respecto del baricentro de la losa. Sin embargo, la excentricidad resultante de los cables para contracción y temperatura no debería caer fuera de los límites del núcleo de la losa. La figura 3.1 ilustra los detalles aplicables cuando se utilizan cables no adherentes como armadura para contracción y temperatura en las construcciones con vigas y losas en una dirección.

3.2.5 Ancho de ala de las vigas T – El ancho de ala efectivo de las vigas T postesadas en flexión se puede tomar de acuerdo con la Sección 8.10 de ACI 318, o bien se puede basar en procedimientos de análisis elásticos. Se han utilizado anchos de ala mayores que los especificados por ACI 318 para vigas T de hormigón armado convencionalmente (ver el Comentario al Código ACI 318, Figura 7.12.3). El ancho de ala efectivo para los esfuerzos normales cerca de los anclajes de postesado se puede considerar igual a $2b_n + b_{no}$, de acuerdo con la Figura 3.2.

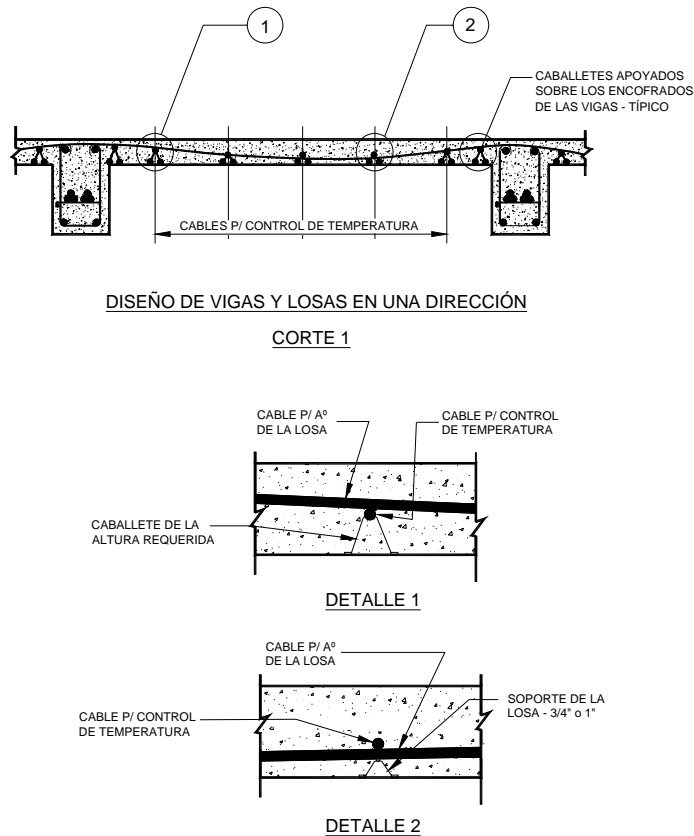


Figura 3.1 – Detalles para utilizar cables no adherentes como armadura de contracción y temperatura en las construcciones con vigas y losas en una dirección

3.3 – Sistemas en dos direcciones

3.3.1 Análisis – Los sistemas de losas pretensadas para flexión en más de una dirección se deberían analizar de acuerdo con los requisitos de la Sección 13.7 de ACI 318 (excluyendo las Secciones 13.7.7.4 y 13.7.7.5) o bien mediante métodos más precisos, incluyendo técnicas de elementos finitos o la teoría clásica de la elasticidad. Ensayos realizados en grandes modelos estructurales demuestran que el método del pórtico equivalente permite predecir satisfactoriamente

los momentos y cortes mayorados en los sistemas de losas pretensadas.^{2,4-6,31,32} Las investigaciones a las cuales se hace referencia también muestran que la teoría de las líneas de fluencia permite predecir de forma bastante razonable la resistencia flexional de las losas en dos direcciones postesadas. Los análisis que utilizan secciones prismáticas u otras aproximaciones de la rigidez que difieren sustancialmente del método del pórtico equivalente pueden arrojar resultados con errores significativos del lado de la inseguridad. La Sección 13.7.7.4 no se aplica a los sistemas de losas pretensadas porque esta sección se refiere a losas armadas diseñadas mediante el método de diseño directo y porque la redistribución de momentos en las losas pretensadas es tratado en la Sección 18.10.4 de ACI 318. La Sección 13.7.7.5 no se aplica a los sistemas de losas pretensadas porque la distribución de momentos entre las franjas de columna y las franjas intermedias requerida por la Sección 13.7.7.5 se basa en el análisis elástico de las losas y ensayos realizados sobre losas de hormigón armado. Los métodos de análisis simplificados que utilizan coeficientes promedio no se deben aplicar a las losas de hormigón pretensado. Todos los demás requisitos de la Sección 13.7, incluyendo la ubicación de la sobrecarga especificada en la Sección 13.7.6, se aplican al análisis de las placas planas postesadas.

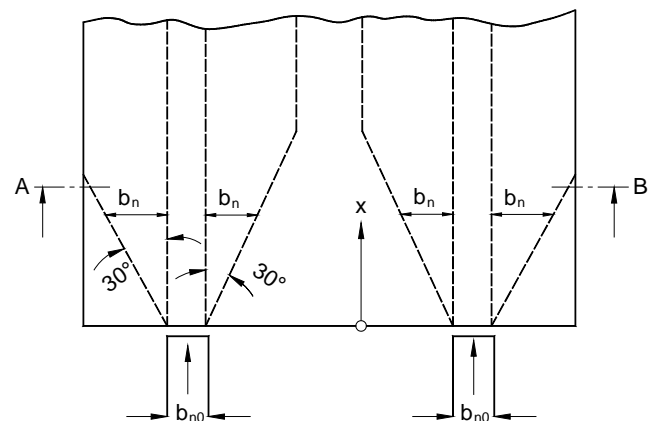


Figura 3.2 – Anchos de ala efectivos para esfuerzos normales

Si la losa tiene una baja probabilidad de sufrir fisuración, la rigidez frente a las cargas laterales se debería evaluar aplicando la Sección 13.7 de ACI 318. Sin embargo, si existe una elevada probabilidad de que se produzca una fisuración importante, se debería utilizar la rigidez flexional de la sección fisurada y la rigidez torsional se debería tomar igual a un décimo del

valor calculado mediante la Ecuación (13-6) de ACI 318.¹⁵ Para calcular el movimiento lateral bajo cargas sísmicas siempre se debería utilizar la rigidez flexional correspondiente a la sección fisurada. La resistencia bajo cargas laterales se puede evaluar utilizando las combinaciones y factores de carga indicados en la Sección 9.2 de ACI 318 junto con los requisitos de la Sección 18.10.3 de ACI 318. Evaluar los requisitos de resistencia bajo cargas laterales puede evidenciar la necesidad de colocar armadura para inversiones de momento. Esta armadura se debería colocar en una franja de losa limitada por ejes ubicados a una distancia de $1,5h$ hacia afuera de las caras exteriores opuestas de la columna de apoyo.

3.3.2 Limitaciones para la armadura – Se recomienda que el Comité 318 elimine el requisito establecido en la Sección 18.8.3 de ACI 318 que exige colocar una cantidad total de armadura tesa y no tesa suficiente para desarrollar 1,2 veces la carga de fisuración en los sistemas postesados en dos direcciones con cables no adherentes. Debido a la muy limitada cantidad y extensión de la fisuración inicial en la región de momento negativo próxima a las columnas de las placas planas en dos direcciones, las relaciones carga-flecha no reflejan cambios abruptos de rigidez en este punto del historial de carga.

Recién para niveles de carga superiores a las cargas de diseño (mayoradas) la fisuración adicional es lo suficientemente extensa como para provocar un cambio abrupto en la relación carga-flecha. Ensayos realizados también demuestran que no es posible romper (o siquiera hacer que entren en fluencia) los cables de postesado no adherentes de las losas en dos direcciones sin que antes ocurra una falla por punzonado.^{2,4-6,15,31,33-}

³⁵ Se ha comprobado que el uso de cables no adherentes en combinación con la armadura mínima adherente requerida por las Secciones 18.9.3 y 18.9.4 de ACI 318 asegura que luego de la fisuración habrá ductilidad y que no se desarrollará un modo de falla frágil al producirse la primera fisuración.

3.3.3 Armadura adherente mínima – La armadura adherente mínima en las regiones de momento negativo de los sistemas en dos direcciones es determinada por la Ecuación (18-8) de ACI 318:

$$A_s = 0,00075 h\ell \quad (18-8)$$

Esta cantidad de armadura adherente se debe colocar en una franja de losa limitada por los ejes ubicados a una distancia de $1,5h$ por afuera de las caras exteriores

opuestas de la columna de apoyo. Ensayos realizados en probetas en forma de paneles cuadrados demuestran que un área de acero de $0,00075 A_c'$ es adecuada para asegurar suficiente resistencia al corte por punzonado, siendo A_c' el área de la sección transversal de la losa tributaria entre los ejes de los paneles perpendiculares a la armadura adherente.^{4-6,34-36} Para generalizar la aplicación de esta expresión al caso de los paneles rectangulares y asegurar que se coloquen más barras en la dirección de la luz mayor, en el código este valor se expresó como $0,00075h\ell$, donde ℓ es la luz en la dirección de la armadura. Utilizar $h\ell$ en lugar de A_c' es apropiado para determinar la armadura adherente requerida en las columnas interiores y la armadura perpendicular al borde de la losa en las columnas exteriores.

Ensayos realizados^{4-6,34-36} muestran que es adecuado proveer armadura adherente paralela al borde de la losa en las columnas exteriores en base a $0,00075 A_c'$, siendo A_c' el área de la sección transversal de la losa tributaria perpendicular a la dirección de la armadura adherente entre el centro del tramo exterior y el borde de la losa. En las columnas exteriores de las placas planas con paneles cuadrados en las cuales la losa no se proyecta más allá de la cara de la columna exterior, la armadura adherente paralela al borde de la losa debería ser el 50% de la armadura adherente perpendicular al borde de la losa.

Se requiere armadura adherente en las regiones de momento positivo de las placas planas en dos direcciones si la tensión de tracción calculada en el hormigón bajo cargas de servicio es mayor que $2\sqrt{f_c'}$ psi ($0,17\sqrt{f_c'}$ MPa). Si fuera necesario colocarla, la cantidad de armadura adherente para momento positivo debe ser como lo especifica la Ecuación (18-7) de ACI 318:

$$A_s = \frac{N_c}{0,5f_y}$$

donde la tensión de fluencia especificada de la armadura no tesa, f_y , no debe ser mayor que 60.000 psi (400 MPa), y N_c es la fuerza de tracción en el hormigón debida a la carga permanente más la sobrecarga no mayoradas, $D + L$. La Sección 3.3.5 contiene detalles para la colocación de la armadura descripta en la presente sección. Los requisitos sobre separación de las armaduras especificados en la Sección 7.6.5 de ACI 318 no se

aplican a la armadura adherente en las losas postesadas con cables no adherentes.

3.3.4 Transferencia de corte y momento – La Figura 3.3 muestra los resultados de ensayos de corte por punzonado realizados en probetas consistentes en una losa con una única columna, y los resultados de ensayos de corte realizados sobre losas de múltiples paneles.³⁵ La Ecuación (11-39), expresada en términos del perímetro de la sección crítica de la losa, b_o , tiene la siguiente forma:

$$V_c = \left(\beta_p \sqrt{f'_c} + 0,3f_{pc} \right) b_o d + V_p \quad (11-39)$$

donde β_p es el menor valor entre 3,5 (2,9) y $(\alpha_s d/b_o + 1,5) [(\alpha_s d/b_o + 1,5)/12]$ y:

α_s = 40 para las columnas interiores

= 30 para las columnas de borde

= 20 para las columnas en esquina

b_o = perímetro de la sección crítica definido en la Sección 11.12.1.2 de ACI 318

f_{pc} = valor promedio de f_{pc} para las dos direcciones

V_p = componente vertical de todas las fuerzas de pretensado efectivas que atraviesan la sección crítica

Además, la distancia entre cualquier parte de la sección transversal de la columna y un borde discontinuo no debe ser menor que cuatro veces el espesor de la losa, y f'_c no debe ser mayor que 5000 psi (35 MPa).

Para f_{pc} se especifica un límite superior de 500 psi (3,5 MPa) y un límite inferior de 125 psi (0,9 MPa). Para valores de precompresión menores que 125 psi (0,9 MPa), el corte está limitado al valor que se obtiene aplicando la Sección 11.12.2.1 de ACI 318 igual que para las construcciones no pretensadas. En el caso de las losas de poco espesor, V_p se debe evaluar cuidadosamente, ya que las prácticas constructivas en obra pueden afectar fuertemente el perfil de los cables que atraviesan la sección crítica. De forma conservadora, V_p se puede tomar igual a cero.

La transferencia de momento de las losas de hormigón pretensado en las uniones con columnas interiores se puede evaluar utilizando los procedimientos de las Secciones 11.12.6 y 13.3.3 de ACI 318.¹⁵ En este caso, para los hormigones de peso normal, la tensión de corte mayorada v_u no debería ser mayor que el valor de v_c calculado mediante la Ecuación (11-39) del código expresada en términos de tensión antes que de esfuerzo de corte. El valor de f_{pc} utilizado en la Ecuación (11-39) debería ser la tensión promedio

debida sólo a la fuerza efectiva de tesado en la dirección de transferencia de momento. Todas las armaduras, adherentes y no adherentes, ubicadas en una franja de losa limitada por los ejes que se encuentran a una distancia de 1,5 veces el espesor de la losa a cada lado de la columna son efectivas para transferir la parte del momento que no se transfiere por corte. Al calcular la capacidad de transferencia de momento no se debería suponer ningún incremento de las fuerzas para los cables no adherentes. Los paquetes de cables que atraviesan una columna o, en el caso de las losas izadas, los que se encuentran sobre el aro de izar, son medios efectivos para aumentar la transferencia de momento de las conexiones de las construcciones con pisos prefabricados ("lift-slab"). La transferencia de momento de las conexiones de las construcciones con pisos prefabricados también es determinada por los detalles de la conexión entre el aro de izar y la columna.

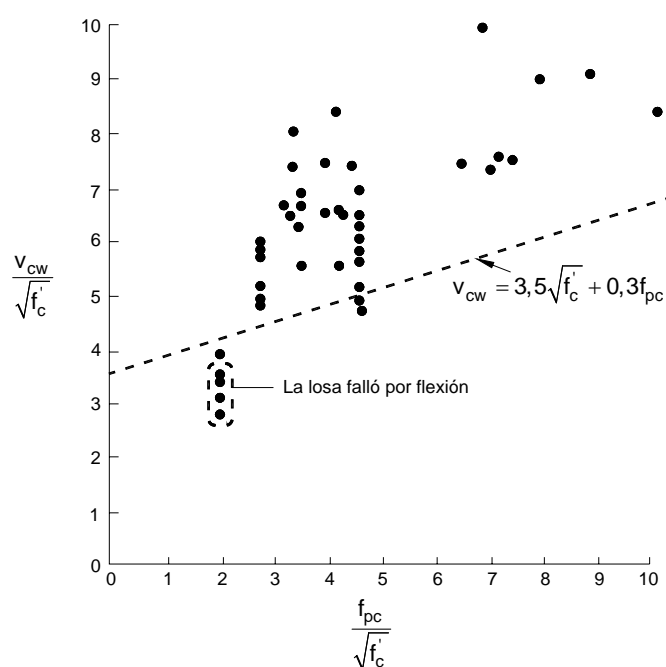


Figura 3.3 – Ensayos de corte sobre placas planas postesadas en dos direcciones – Comparación de datos de ensayo contra resultados obtenidos aplicando la Ecuación (11-39) de ACI 318³⁵

Los procedimientos descritos en las Secciones 11.12.6 y 13.3.3 de ACI 318 también se aplican al cálculo de la transferencia de momento de las losas de hormigón pretensado en las uniones con las columnas exteriores cuando se trata de momentos normales a un borde discontinuo. Sin embargo, si en el borde

discontinuo la tensión de corte ascendente mayorada v_u es mayor que $2\sqrt{f'_c}$ psi ($0,17\sqrt{f'_c}$ MPa), se debería proveer armadura adherente en forma de estribos cerrados o con ganchos de manera que pueda actuar como armadura para torsión y, hasta que haya mayores datos disponibles, la máxima tensión de corte calculada en tales columnas exteriores se debería limitar a $4\sqrt{f'_c}$ psi ($0,33\sqrt{f'_c}$ MPa). Sin embargo, ensayos realizados en 1982 en base a cuatro probetas representativas de las columnas de borde de una placa plana postesada con cables agrupados en forma de bandas indican que la Ecuación (11-39) de ACI 318 se podría utilizar para el diseño al corte.³⁶

Los escasos datos de ensayo disponibles^{35,37} parecen indicar que utilizar armadura de corte con detalles de anclaje convencionales en las placas planas postesadas no aporta efectos beneficiosos. Se ha comprobado que utilizar armadura de corte y estribos con detalles de anclaje especiales aumentan considerablemente la resistencia al corte.³⁸⁻⁴¹

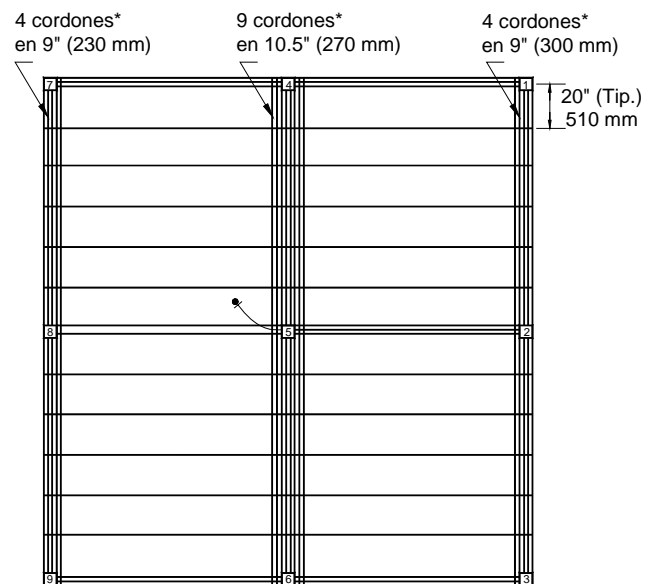
3.3.5 Distribución y separación de los cables y la armadura adherente – Dentro de los límites de distribución de cables que se han ensayado, todo indica que la resistencia al momento y al corte de las losas pretensadas en dos direcciones es determinada por la resistencia total de los cables y por la cantidad y ubicación de la armadura no tesa, no por la distribución de los cables.^{3-6,15,32} Aunque es importante que algunos cables atraviesen el perímetro de corte sobre las columnas, la distribución de los cables en otras regiones no es crítica; de hecho, para determinar la distribución de los cables se puede utilizar cualquier método racional que se base en los principios de la estática. Para las cargas uniformes, la máxima separación de los cables individuales o grupos de cables en una dirección no debería ser mayor que 8 veces el espesor de la losa, con una separación máxima de 5 ft (1500 mm). Además, la separación entre los cables se debería seleccionar de manera de proveer una tensión promedio debida sólo a la fuerza efectiva de tesado como mínimo igual a 125 psi (0,9 MPa) en la sección de losa local que tributa al cable o grupo de cables (es decir, la sección que tiene un ancho igual a la mitad de la separación a cada lado del eje del cable o grupo de cables). La separación de los cables monocordón generalmente es determinada por los requisitos sobre tensión promedio mínima debida sólo a la fuerza efectiva de tesado. En el caso de los grupos formados por dos o más cables, la máxima separación entre cables es determinada por el criterio de

8h. Es posible que se requieran consideraciones especiales si hay cargas concentradas.

Si se agrupan dos o más cordones de manera de formar un paquete, es posible que sea necesario utilizar mayor recubrimiento de hormigón para asegurar la correcta colocación del hormigón debajo del paquete. Se debe evitar que los paquetes de cables monocordón tengan curvaturas horizontales. Si esto no fuera posible, puede ser necesario disponer armadura transversal adicional y accesorios en los puntos de curvatura horizontal de manera de mantener los paquetes de cables en un plano horizontal durante el tesado.

También puede ser necesario colocar armadura transversal para controlar la fisuración horizontal que puede ocurrir debido a las fuerzas en el plano que generan los cables agrupados en forma de bandas curvados horizontalmente.

El método más utilizado y recomendado para colocar los cables en los sistemas de losas en dos direcciones es la distribución en forma de bandas ilustrada en la Figura 3.4. Esta distribución simplifica en gran medida el proceso de colocación de los cables, y por lo tanto permite reducir significativamente los costos de mano de obra. En los siguientes párrafos presentamos recomendaciones acerca de cómo detallar la armadura cuando los cables se disponen en forma de bandas.



* En el modelo se utilizaron cordones de siete alambres de 1/4 in. ϕ 240K (8,5 mm ϕ 1660 MPa) para simular los cables. Por motivos experimentales, sobre la columna interior se utilizaron cables de longitud parcial.

Figura 3.4 – Distribución de los cables en forma de bandas⁶

En una de las direcciones, los cables requeridos en la franja de diseño (entre eje y eje de paneles adyacentes) se pueden disponer en forma de bandas cerca de la columna, mientras que en la otra dirección se los puede distribuir. En las columnas se deben colocar como mínimo dos cables en cada dirección dentro de la sección de corte de diseño.

Para la distribución de los cables en las construcciones con pisos prefabricados se aplican los mismos detalles generales, y se deberían tomar precauciones para asegurar que haya cables que atraviesen o que pasen sobre los cabezales de izado.

La separación de los cables o paquetes de cables distribuidos debería ser menor o igual que $8h$, pero no mayor que la separación con la cual se logra una tensión promedio mínima debida a la fuerza efectiva de tesado de 125 psi (0,9 MPa). Aunque en una de las direcciones no se dispongan cables adicionales entre las bandas, esta separación máxima asegura que esta parte de la losa tendrá armadura en una dirección. Excepto en el caso de pequeñas secciones triangulares adyacentes a los bordes de las losas, el área entre las bandas también está pretensada en ambas direcciones.

Los siguientes son detalles recomendados para las armaduras no tesas:

a. A_s mínima en las columnas es $A_s = 0,00075h\ell$ [Ecuación (18-8) de ACI 318], siendo ℓ la longitud del tramo en la dirección paralela a la de la armadura que está siendo determinada. En las regiones de momento negativo de las columnas se deben colocar como mínimo cuatro barras en cada dirección. Tal como se indica en la Sección 3.3.3, la cantidad de armadura adherente paralela al borde de la losa en las columnas exteriores se debería basar en $0,00075A_c'$, siendo A_c' el área de la sección transversal de la losa tributaria perpendicular a la armadura adherente entre el centro del tramo exterior y el borde de la losa.

b. Se debería colocar armadura adherente en una franja de losa limitada por ejes ubicados a una distancia de $1,5h$ hacia afuera de las caras exteriores opuestas de las columnas de apoyo (ACI 318, Sección 18.9.3.3). La máxima separación de estas barras es de 12 in. (300 mm).

c. La longitud mínima de las barras para momento negativo es igual a un sexto de la luz libre a cada lado del apoyo.

d. Si el momento positivo bajo cargas de servicio provoca una tensión mayor que $2\sqrt{f_c'}$ psi ($0,17\sqrt{f_c'}$ MPa) se debe colocar la armadura adherente mínima especificada por la Ecuación (18-7) de ACI 318:

$$A_s = N_c / 0,5f_y$$

siendo N_c la fuerza de tracción en el hormigón debida a la carga permanente más la sobrecarga no mayoradas, $D + L$.

e. La mínima armadura de momento positivo (cuando sea requerida) debería tener una longitud como mínimo igual a un tercio de la luz libre y las barras se deberían centrar en el área de momento positivo.

f. Cuando se utiliza armadura adherente junto con cables no adherentes en base a requisitos de resistencia (no A_s mínima) se debería tener particular cuidado con los puntos donde se interrumpen las barras, los cuales se deberían especificar de acuerdo con el Capítulo 12 de ACI 318.

3.4 – Tensión en los cables bajo carga mayorada

La Ecuación (18-4) de ACI 318 se desarrolló principalmente a partir de resultados de ensayos realizados en vigas y se limita a elementos con relaciones luz-altura menores o iguales que 35^{29}

$$f_{ps}(\text{psi}) = f_{se} + 10.000 + \frac{f_c'}{100 \rho_p} \quad (18-4)$$

$$f_{ps}(\text{MPa}) = f_{se} + 70 + \frac{f_c'}{100 \rho_p} \quad (18-4) \text{ SI}$$

Ensayos realizados indican que aparentemente la Ecuación (18-4) sobrestima la magnitud del aumento de tensión en los cables no adherentes de las losas en una dirección, las placas planas en dos direcciones y las losas planas con relaciones luz-altura más elevadas.⁴² Hasta que se desarrolle una fórmula de aceptación más generalizada, la capacidad de las losas en una dirección, las placas planas y las losas planas se deberían calcular utilizando la Ecuación (18-5) de ACI 318 para la tensión de diseño en los cables no adherentes:

$$f_{ps}(\text{psi}) = f_{se} + 10.000 + \frac{f_c'}{100 \rho_p} \leq f_{se} + 30.000 \quad (18-5)$$

$$f_{ps}(\text{MPa}) = f_{se} + 70 + \frac{f_c'}{100 \rho_p} \leq f_{se} + 200 \quad (18-5) \text{ SI}$$

Una investigación que se llevó a cabo⁴³ indica que en los cables no adherentes no se produce redistribución o "igualación" de las tensiones. Esta investigación recomienda utilizar las Ecuaciones (18-4) y (18-5) para calcular f_{ps} en cada sección de diseño a lo largo del elemento, en lugar de promediar los valores correspondientes a las regiones de momento positivo y negativo como se recomienda en ACI 423.3R-89.

La tensión en los cables bajo carga mayorada es función del tipo de cables, de la alineación de los cables dentro de sus vainas y del cuidado que se tiene con respecto a las curvaturas y los procedimientos constructivos. La referencia (44) indica que, para la mayor parte de las configuraciones típicas, diseñar utilizando un método basado en fuerzas variables no producirá resultados muy diferentes a los que se obtienen utilizando el método basado en fuerzas "promedio". Por estos motivos, el comité sólo recomienda utilizar el método de las fuerzas variables cuando se trata de cables de más de 100 ft (30 m) de longitud tesados desde uno de sus extremos o de cables de más de 200 ft (60 m) de longitud tesados desde ambos extremos. Para todas las demás condiciones el método de las fuerzas promedio resulta aceptable.

3.5 – Pérdidas de pretensado

Considerando los factores indicados en la Sección 18.6 de ACI 318, el diseñador debe calcular las pérdidas de pretensado y especificarlas en los planos de diseño. Se han publicado artículos que permiten calcular valores razonablemente precisos para las diferentes pérdidas definidas en el código sin demasiado esfuerzo.⁴⁵ Para las aplicaciones típicas, en lugar de realizar un cálculo más detallado se pueden utilizar las pérdidas indicadas en la Tabla 3.1. Los valores de la Tabla 3.1 se basan en el uso de hormigón de peso normal y valores típicos de la resistencia del hormigón, nivel de pretensado y condiciones de exposición.

Si el hormigón se tesa cuando su resistencia aún es baja, o en condiciones de exposición muy secas o muy húmedas, las pérdidas de pretensado pueden variar significativamente por encima o por debajo de los valores indicados en la Tabla 3.1. Las pérdidas listadas en la Tabla 3.1 no incluyen las pérdidas debidas a fricción ni las pérdidas por asentamiento de los anclajes. Los cálculos de diseño deberían considerar las pérdidas por fricción de acuerdo con la Sección 18.6.2 de ACI 318. En realidad, generalmente una parte de la pérdida por fricción se puede contrarrestar utilizando en los cables tensiones iniciales temporarias superiores a $0,70f_{pu}$. Si se utilizan cables de más de 100 ft (30 m) de

longitud tesados solamente desde uno de sus extremos se deberían considerar con particular atención las pérdidas por fricción.

Tabla 3.1 – Valores aproximados de las pérdidas de pretensado¹⁰

Material de los cables de postesado	Pérdida de pretensado, psi	
	Losas	Vigas
Cordones de 270k aliviados de tensiones y alambre de 240k aliviado de tensiones	30.000	35.000
Barras	20.000	25.000
Cordones de 270K de baja relajación	15.000	20.000

Para calcular las pérdidas por fricción de los cables monocordón y multicordón no adherentes engrasados y con vainas plásticas utilizando las fórmulas de la Sección 18.6.2 de ACI 318, en los cálculos de diseño se pueden utilizar un coeficiente de fricción μ – generalmente comprendido entre 0,05 y 0,25 – y un coeficiente de fricción por desviación accidental K , generalmente comprendido entre 5 y $15 \times 10^{-4}/ft$ (15 a $50 \times 10^{-4}/m$). Puede ser necesario obtener valores más precisos del coeficiente de fricción y del coeficiente de fricción por desviación accidental para calcular el alargamiento de los cables durante el tesado de manera de satisfacer la tolerancia de 7 por ciento especificada en la Sección 18.18.1 de ACI 318 para la diferencia entre la fuerza en los cables determinadas en base a la presión manométrica y en base al alargamiento de los cables.

3.6 – Tensión promedio debida a la fuerza efectiva de tesado

3.6.1 Mínima tensión promedio debida a la fuerza efectiva de tesado – La tensión promedio debida a la fuerza efectiva de tesado se define como la fuerza de pretensado total (luego de las pérdidas) dividida por la sección total de hormigón. Durante los últimos años se han registrado numerosas experiencias satisfactorias en losas y placas planas en una dirección en las cuales las tensiones promedio debidas a la fuerza efectiva de tesado eran de aproximadamente 125 psi (0,9 MPa). En aplicaciones de tramo corto el uso de valores menores también ha sido exitoso. Estas aplicaciones de tramo corto se pueden caracterizar por tener tensiones de flexión sustancialmente menores que $6\sqrt{f'_c}$ psi ($0,5\sqrt{f'_c}$ MPa), mínimas solicitaciones debidas a los

cambios volumétricos y elementos verticales con rigideces tales que minimizan la restricción contra el acortamiento.

En vista de la cantidad y distribución de la armadura adherente requerida en las losas en una dirección según lo discutido en las Secciones 3.2.1 y 3.2.2, la tensión promedio debida a la fuerza efectiva de tesado se considera menos significativa para las losas en una dirección que para las losas en dos direcciones, las cuales generalmente no tienen armadura de momento positivo adherente en los paneles interiores. Para aplicaciones en las cuales es muy importante controlar la fisuración para mejorar la durabilidad frente a la aplicación de productos químicos anticongelantes, como por ejemplo las estructuras para estacionamiento de vehículos, se recomienda utilizar niveles de tensión promedio debida a la fuerza efectiva de tesado de 200 psi (1,4 MPa).

3.6.2 Máxima tensión promedio debida a la fuerza efectiva de tesado – Las tensiones debidas a la fuerza efectiva de pretensado pueden inducir acortamientos excesivos debido a la deformación elástica y la fluencia lenta. Si el acortamiento no afectará a la estructura, una máxima tensión promedio debida a la fuerza efectiva de tesado de 500 psi (3,5 MPa) se considera adecuada. A medida que la tensión promedio debida a la fuerza efectiva de tesado aumenta acercándose al valor máximo establecido cobra mayor importancia aplicar un correcto detallado de acuerdo con lo expuesto en la Sección 3.7; esto asegurará que la restricción contra el acortamiento inmediato y a largo plazo no interferirá con la imposición de la tensión promedio debida a la fuerza efectiva de tesado calculada.

3.7 – Muros portantes y columnas

Si las columnas y muros tienen una rigidez significativa en la dirección del pretensado se deberían considerar los efectos de las acciones de restricción mutua entre la losa, las columnas y los muros.⁴⁶ Estas restricciones pueden provocar fisuración en la losa y/o en los elementos que la soportan, lo cual puede ser particularmente grave en el caso de las losas de gran longitud con elevada contracción y fluencia lenta.⁴⁷ De manera similar, se deberían investigar qué efectos tendrán las fuerzas de pretensado sobre los elementos portantes rígidos. No obstante, hay opciones de diseño y construcción disponibles para reducir los efectos del acortamiento tanto sobre la losa como sobre los elementos portantes, los cuales se discutirán en los párrafos siguientes.

Los momentos o tensiones que se producen a largo plazo debido al acortamiento por fluencia lenta y contracción se reducen en aproximadamente 50% gracias a la fluencia lenta del hormigón.⁴⁸

Por el contrario, los cambios dimensionales que provocan los cambios de temperatura ocurren en un período de tiempo relativamente breve, y su efecto no será reducido por la fluencia lenta del hormigón. Los efectos de restricción que provocan los cambios dimensionales se pueden acomodar de la siguientes maneras:

a. Diseñar o localizar los elementos portantes de manera de minimizar la restricción. Las columnas relativamente largas y flexibles pueden reducir las fuerzas de restricción al punto tal que puedan ser acomodadas fácilmente por la armadura de las columnas. Los elementos resistentes a las cargas laterales muchas veces se pueden ubicar cerca del centro de movimiento de manera que no se desarrolle restricción alguna. Se debería prestar particular atención cuando se presenten configuraciones irregulares en las cuales hay una pequeña área de losa que no se puede deformar acompañando las deformaciones globales de la losa en su conjunto. En estos casos se aconseja proveer una separación estructural total entre las dos áreas de losa. Si se determina que no es posible utilizar postesado en forma efectiva, estas áreas pequeñas se pueden diseñar de hormigón armado no pretensado.

b. Si las longitudes de losa entre juntas constructivas es mayor que 150 ft (45 m) se deberían considerar especialmente los efectos del acortamiento de la losa sobre los muros y columnas que le proveen restricción. En estos casos la estructura se puede dividir en segmentos mediante franjas de hormigonado o juntas temporarias para minimizar el movimiento y la restricción que se desarrollan durante el postesado y debido a los cambios volumétricos tempranos. Se debería proveer armadura, ya sea tesa o no tesa, para lograr continuidad cuando la franja se cierra con hormigón. Preferentemente estas franjas se deberían dejar abiertas durante el tiempo suficiente para que contribuyan a minimizar los efectos del acortamiento de la losa. El diseño de las armaduras se debería basar en la cantidad de armadura requerida para lograr continuidad, considerando la flecha o contraflecha que se anticipa ocurrirá antes de hormigonar la franja de cierre. Se puede utilizar un apuntalamiento temporario para asegurar la continuidad plena tanto frente a las cargas permanentes como frente a las sobrecargas.

c. Detallar la conexión entre los elementos solicitados a flexión y las columnas de manera de permitir su movimiento.

d. Agregar armaduras o mejorar la disposición de las armaduras. La armadura adherente colocada paralela a los muros de restricción es altamente efectiva para distribuir las fisuras que potencialmente podrían generar las restricciones. Para este propósito se puede considerar adecuado utilizar una cuantía de armadura de 0,15 por ciento, con la mitad de las barras ubicadas en la parte superior y la otra mitad en la parte inferior, en un ancho aproximadamente igual a un tercio de la luz normal al muro. De manera similar, también se pueden reducir los efectos de las potenciales fisuras diagonales en las esquinas de las losas y los muros utilizando armadura adherente ya sea diagonal u ortogonal. Se puede evitar que la tensión de pretensado se desvíe hacia los elementos portantes superponiendo cables en estas áreas. Se recomienda superponer cables alrededor de las aberturas, de acuerdo con la Figura 5.1, para así contrarrestar la potencial aparición de fisuración diagonal en las esquinas de dichas aberturas.

En las placas planas en dos direcciones la tensión promedio debida a la fuerza efectiva de tesado muchas veces es del orden de 125 psi (0,9 MPa). Las tensiones de esta magnitud normalmente no producen grandes cambios dimensionales debido al acortamiento elástico o la fluencia lenta del hormigón. Sin embargo, aún en estas aplicaciones se debe tener cuidado si las dimensiones de la construcción, o las dimensiones entre juntas, son importantes, o si los elementos solicitados a flexión son soportados por elementos rígidos que en ausencia de un buen detallado podrían generar fuerzas de restricción significativas.

3.8 – Requisitos de comportamiento en servicio

El diseño para comportamiento bajo cargas de servicio debería considerar los factores incluidos en las Secciones 9.5.4 y 18.10.2 de ACI 318. Se deberían satisfacer las limitaciones relacionadas con el comportamiento en servicio, incluyendo las limitaciones específicas para las flechas.

Es importante que las limitaciones de las flechas establecidas en la Sección 9.5.4 se refieran exclusivamente a las flechas calculadas y no a mediciones realizadas sobre la propia estructura. Los relevamientos in situ de las flechas aparentes pueden ser afectados por numerosos factores constructivos que escapan del control del diseñador y son imposibles de aislar de las flechas realmente provocadas por las cargas aplicadas.

3.9 – Resistencia de diseño

La resistencia de los sistemas pretensados debería ser como mínimo igual a la resistencia requerida de acuerdo con lo especificado en las Secciones 9.2, 9.3, 18.10.3 y 18.10.4 de ACI 318.

3.10 – Refuerzo de las zonas de anclaje

En las losas de hormigón de peso normal las zonas de anclaje para grupos de seis o más cables monocordón no adherentes de 1/2 in. (13 mm) de diámetro donde la separación horizontal entre anclajes es menor o igual que 12 in. (300 mm) se deberían reforzar de acuerdo con la Figura 3.5⁴⁹ o con detalles similares utilizando estribos cerrados. Las resistencias del hormigón de las probetas ensayadas en la investigación descrita en la Referencia 50 se seleccionaron entre 2460 psi (17 MPa) y 2960 psi (20 MPa), de manera que fueran representativas de las típicas resistencias del hormigón en el momento de tesar los cables. Se debería proveer armadura similar para los anclajes ubicados a una distancia menor o igual que 12 in. (300 mm) de las esquinas de las losas. Antes de proceder a tesar cables agrupados en bandas, tanto en el extremo de tesado como en el extremo fijo de dichos cables agrupados en bandas se deberían tesar como mínimo dos cables ubicados en el borde de la losa perpendicular a los cables agrupados en bandas.

Los ensayos descritos en la Referencia 49 se limitaron a cordones no adherentes de 270 ksi (1860 MPa) en hormigón de peso normal con anclajes de 1/2 in. (13 mm) de diámetro. Para cordones de 270 ksi (1860 MPa) con anclajes de 0,6 in. (15 mm), o para anclajes utilizados en losas de hormigón liviano, la cantidad y separación de las armaduras se debería ajustar conservadoramente de manera de considerar las mayores fuerzas de anclaje y la menor resistencia a la tracción por compresión diametral del hormigón liviano. Las Referencias 51 y 52 presentan estudios sobre el comportamiento de las zonas de anclaje postesadas.

Para las zonas de anclaje de los grupos de cables no adherentes de las losas, la fuerza de tracción por compresión diametral se puede tomar como¹⁰

$$F_{st}(\text{kips}) = 0,30 \left(1 - \frac{d_a}{d_{sp}} \right) P_j$$

$$F_{st}(\text{kN}) = 1,33 \left(1 - \frac{d_a}{d_{sp}} \right) P_j$$

donde:

d_a = profundidad de los anclajes (para una única fila de anclajes) o profundidad de la sección cubierta por un grupo de anclajes

d_{sp} = profundidad total del prisma simétrico de hormigón por encima y por debajo de un anclaje individual o grupo de anclajes

P_j = fuerza de tesado para todos los cables anclados en un grupo

La armadura requerida para las fuerzas de tracción por compresión diametral calculadas de acuerdo con las ecuaciones anteriores se debería dimensionar con $f_s = 0,6f_y$, donde f_y no debería ser mayor que 60 ksi (400 MPa). Es posible que no se requiera armadura para tracción por compresión diametral para los grupos de cables que están anclados en columnas si las cargas en las columnas y la armadura de las columnas proveen confinamiento, o para los anclajes que tienen confinamiento lateral provisto por una viga perpendicular a la trayectoria de los cables, monolítica con la losa, y que aumenta la profundidad de la sección como mínimo un espesor de la losa por encima o por debajo de la losa.

La armadura puede ser en forma de espirales, estribos o armadura ortogonal, o también diferentes combinaciones de las mismas. Los grupos de anclajes se deberían restringir con armadura (en dirección perpendicular a los cables) que se extienda a través de todo el grupo de anclajes. Toda la armadura ortogonal se debería anclar mecánicamente en una armadura paralela a los cables. Los espirales, estribos o armaduras ortogonales deberían tener una longitud adicional suficiente para desarrollar plena adherencia con el hormigón, o bien se deberían anclar mecánicamente mediante codos a 135 grados alrededor de las armaduras. La distancia libre entre las barras o el paso de las espirales utilizadas como armadura para las zonas de anclaje debería ser como mínimo igual al tamaño máximo de los agregados más 1/2 in. (13 mm), pero nunca menor que 1-1/2 in. (40 mm).

CAPÍTULO 4 – MATERIALES

4.1 – Cables

4.1.1 Especificaciones – El acero de pretensado utilizado para los cables de postesado no adherentes debería satisfacer los requisitos de la Sección 3.5.5 de ACI 318. El alargamiento total bajo carga última del conjunto formado por el cable y el anclaje no debería

ser menor que 2 por ciento, medido en una longitud mínima de 10 ft. (3,0 m).

4.1.2 Anclajes – Los anclajes de los cables no adherentes deberán desarrollar como mínimo 95 por ciento de la mínima resistencia última especificada del acero de pretensado sin superar el asentamiento anticipado. Este valor es considerablemente mayor que la máxima tensión de diseño posible de los cables no adherentes f_{ps} , discutida en la Sección 3.4.

4.1.3 Ensayos para los cables y elementos de los anclajes

4.1.3.1 Ensayos estáticos¹⁰ – El conjunto a ensayar debería estar formado por componentes estándares de la misma calidad de los que se utilizarán en producción, y los cables deberían tener una longitud mínima de 10 ft. (3,0 m). El conjunto se debería ensayar de un modo que permita determinar con precisión la tensión de fluencia, la resistencia última y el alargamiento porcentual del cable en su conjunto. No es necesario que la probeta utilizada para el ensayo estático haya sido sometida a cargas de fatiga.

4.1.3.2 Ensayos de fatiga¹⁰ – Se deberían realizar ensayos de fatiga sobre un conjunto de ensayo representativo, y el cable debería soportar, sin fallar, 500.000 ciclos de 60 a 66 por ciento de su mínima resistencia última especificada, y además 50 ciclos de 40 a 80 por ciento de su mínima resistencia última especificada. Un ciclo significa pasar del nivel de tensión inferior al nivel de tensión superior y regresar nuevamente al inferior.

No es necesario que las probetas utilizadas para el segundo ensayo de fatiga (50 ciclos) sean las mismas utilizadas para el primero (500.000 ciclos). Los sistemas que involucran múltiples cordones, alambres o barras se pueden ensayar utilizando un cable de ensayo de menor capacidad que el cable que se utilizará en obra. El cable de ensayo debería duplicar el comportamiento del cable a escala real y en general su capacidad no debería ser menor que 10 por ciento de la capacidad del cable a escala real.

4.1.4 Acoples¹⁰ – Los cables no adherentes sólo se deberían acoplar en ubicaciones específicamente indicadas y/o aprobadas por el ingeniero. No se deberían utilizar acoples en puntos en los cuales los cables tienen gran curvatura. Todos los acopladores deberían desarrollar como mínimo 95 por ciento de la mínima resistencia última especificada del acero de pretensado sin superar el asentamiento anticipado. Los acopladores no deberían reducir el alargamiento en rotura por debajo de lo requerido para el propio cable.

Los acopladores deberían satisfacer los requisitos sobre ensayos de fatiga recomendados en la Sección 4.1.3.2. Los acopladores y/o sus componentes deberían estar albergados de manera de permitir los movimientos necesarios. Todos los componentes de los acopladores se deberían proteger completamente con un material de recubrimiento antes de ser totalmente encerrados en hormigón.

4.2 – Materiales protectores

4.2.1 Recubrimiento protector⁷ – Los cables monocordón no adherentes deberían utilizar un recubrimiento inhibidor de la corrosión de acuerdo con la publicación "Especificación para cables monocordón no adherentes⁷" del Instituto de Postesado.

Se puede utilizar un galvanizado para proteger las barras de pretensado que han de quedar expuestas. Estos recubrimientos se deberían aplicar mediante el proceso de baño en caliente de acuerdo con la norma ASTM A 123. Otros componentes relacionados, tales como los anclajes, accesorios, acopladores y barras de acople, se pueden proteger mediante electrodeposición de zinc, de acuerdo con la norma ASTM B 633 (Tipo LS), o de cadmio, de acuerdo con la norma ASTM B 633 (Tipo NS). Este tipo de cables, particularmente cuando quedan expuestos, requieren inspecciones periódicas para verificar la integridad de la protección contra la corrosión, y no se recomienda su uso en ubicaciones donde puedan ser fácilmente dañados.

4.2.2 Vainas – Las vainas de los cables monocordón no adherentes deberían satisfacer los requisitos de la publicación "Especificación para cables monocordón no adherentes⁷" del Instituto de Postesado.

4.2.3 Ductos – Los ductos para los cables no adherentes son similares a los que se utilizan para los cables postesados que luego se rellenan con mortero. Estos ductos deberían ser estancos frente al mortero y a la grasa y no reactivos con el hormigón, el acero de pretensado y el material utilizado como filler. Los ductos se deberían llenar completamente con un material tipo grasa aprobado como protector contra la corrosión. También es necesario colocar un capuchón con grasa permanente y cubrir el anclaje del cable, y que tanto los tapones de grasa como el ducto del cable sean estancos frente a la grasa de modo que el material protector contra la corrosión no pueda escapar hacia el hormigón circundante.

4.3 – Protección de las zonas de anclaje

Los anclajes de los cables monocordón no adherentes se deberían proteger adecuadamente contra

la corrosión y contra el fuego. Excepto en ciertos casos especiales, preferentemente los anclajes deberían estar completamente encerrados en hormigón con detalles que satisfagan los requisitos de la publicación "Especificación para cables monocordón no adherentes⁷" del Instituto de Postesado.

Si no es posible utilizar cerramientos de hormigón o mortero, el anclaje se debería recubrir completamente con una pintura o grasa resistente a la corrosión equivalente a la aplicada a los cables. Para evitar el ingreso de humedad o el deterioro o eliminación de este recubrimiento donde fuera necesario se debería colocar un cerramiento. El cerramiento del anclaje debería proveer una resistencia al fuego como mínimo igual a la requerida para la estructura.

4.4 – Recubrimiento de hormigón

Para especificar el recubrimiento de hormigón sobre los cables no adherentes se deberían considerar las tolerancias de colocación especificadas en la Sección 5.3.2 y las condiciones de exposición. El uso de hormigón de buena calidad, un recubrimiento adecuado de hormigón sobre el acero, buenas prácticas constructivas y limitar la cantidad de iones cloruro solubles en agua presentes en el hormigón (ver Sección 4.4.1 de ACI 318) son todas medidas necesarias para asegurar la durabilidad a largo plazo, particularmente cuando la estructura está ubicada en un ambiente agresivo. Para las aplicaciones expuestas a productos químicos descongelantes o en ubicaciones en la proximidad inmediata de una costa marítima se recomienda utilizar como mínimo el recubrimiento adicional especificado en la Sección 7.7.3.2 de ACI 318 y considerar un nivel de tensión promedio debida a la fuerza efectiva de tesado levemente superior. No se puede reemplazar el uso de hormigón de buena calidad por el uso de mayor recubrimiento sobre las armaduras.

Aunque investigaciones realizadas^{50,53-55} y experiencias en obra^{30,56} han permitido comprobar la durabilidad de las estructuras con cables no adherentes expuestas al agua de mar y otros ambientes agresivos, no se recomienda utilizar cables no adherentes en aplicaciones directamente expuestas al agua de mar ni a otros ambientes altamente corrosivos a menos que se tomen medidas especiales para proveer protección contra la corrosión. Existen sistemas propietarios disponibles en el mercado que proporcionan una mayor protección contra la corrosión a los cables en su conjunto y que pueden ser utilizados en ambientes altamente corrosivos.^{57,58}

CAPÍTULO 5 – CONSTRUCCIÓN

5.1 – Juntas constructivas

Se pueden utilizar juntas constructivas para dividir el sistema de piso en segmentos de tamaño adecuado para la colocación del hormigón. En las juntas constructivas se pueden utilizar anclajes de tesado intermedios, o bien los cables pueden atravesar las juntas sin anclajes.

Se debe tener particular cuidado para asegurar la estanqueidad de las juntas de manera de evitar pérdidas y la consiguiente corrosión de los componentes de los cables y armaduras en la proximidad de las mismas.

5.2 – Franjas de cierre

Pueden haber franjas abiertas para separar losas adyacentes en forma temporaria durante la construcción tal como se discutió en la Sección 3.7.

5.3 – Colocación de los cables

5.3.1 Perfil de los cables – Los cables se deberían colocar siguiendo cuidadosamente el perfil especificado, respetando las tolerancias recomendadas en la Sección 5.3.2. Cualquier curvatura local invertida no intencional se debería corregir antes de proceder al hormigonado. El perfil de los cables se mantiene atándolos con alambres a las barras de armadura, caballetes u otros apoyos. Estos alambres se deberían instalar de manera que no dejen marcas visibles ni dañen las vainas de polietileno o polipropileno. En la Sección 3.2.3 se presentan recomendaciones referentes a la separación de los alambres que se utilizan para atar paquetes de cables no adherentes.

5.3.2 Tolerancias – Las desviaciones verticales respecto de la ubicación vertical de los cables se deberían mantener por debajo de $\pm 1/4$ in. (6 mm) si el espesor de la losa es menor que 8 in. (20 mm), por debajo de $\pm 3/8$ in. (10 mm) en elementos de hormigón con dimensiones comprendidas entre 8 in. (20 mm) y 2 ft (600 mm), y por debajo de $\pm 1/2$ in. (12 mm) en elementos de hormigón con dimensiones superiores a los 2 ft (600 mm). Estas tolerancias se deberían tomar en cuenta al establecer el mínimo recubrimiento de hormigón, particularmente para las aplicaciones expuestas a sales descongelantes o ambientes marítimos donde se recomienda utilizar recubrimiento adicional para compensar las tolerancias en la colocación. El comportamiento de las losas es relativamente insensible a la ubicación horizontal de los cables.

5.3.3 Aberturas – Las desviaciones de los cables en el plano horizontal que pudieran ser necesarias para evitar interferencias tales como aberturas, ductos, etc. se

deberían considerar debido a la potencial fisuración que podría aparecer debido a las fuerzas laterales. Las medidas que se pueden aplicar para evitar o controlar la fisuración incluyen utilizar radios de curvatura suficientemente grandes, distancia suficiente entre los cables y el borde de una abertura, prolongar los cables en forma recta más allá de las esquinas de la abertura, y disponer armaduras en forma de horquillas para transferir las fuerzas laterales al hormigón circundante.⁵⁹

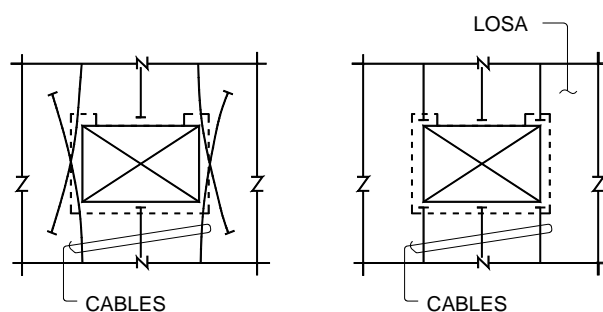


Figura 5.1 – Disposiciones de los cables: (a) Inhibidora de la fisuración; (b) favorecedora de la fisuración

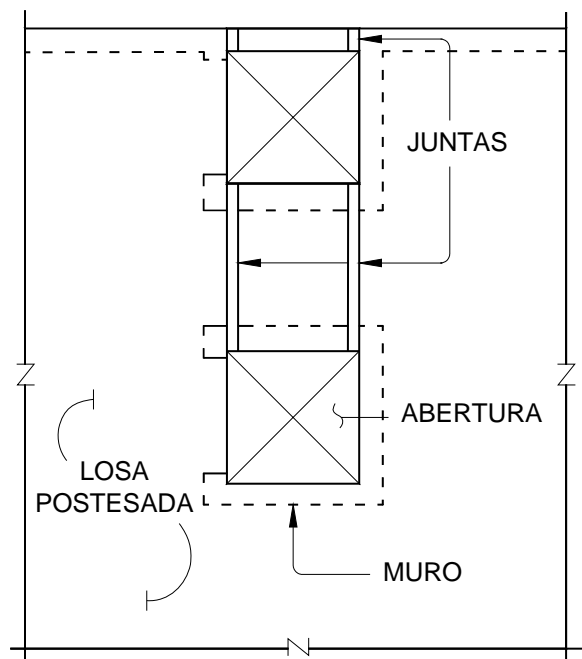


Figura 5.2 – Secciones de losa aisladas

En el caso de las aberturas de mayor tamaño que obligan a terminar algunos cables en la abertura, se recomienda colocar los cables siguiendo la disposición "inhibidora de la fisuración" ilustrada en la Figura 5.1⁴⁶ antes que una disposición que favorezca la fisuración. En algunos casos puede ser preferible aislar pequeñas secciones de losa adyacentes a las aberturas mediante

juntas, tal como se ilustra en la Figura 5.2.⁴⁶ Las secciones de losa que se aíslan se deberían armar de acuerdo con lo requerido, con armadura adherente convencional.

En el caso de las aberturas de mayor tamaño también es deseable reforzar la parte superior e inferior de la losa en las aberturas mediante barras diagonales para controlar la fisuración que se inicia en las esquinas de las aberturas. En algunos casos puede ser necesario colocar armadura estructural adicional alrededor del perímetro de la losa para distribuir cualquier carga aplicada en la abertura. Normalmente las cargas en las aberturas se pueden acomodar utilizando cables y armadura adherente adicional alrededor del perímetro. Sin embargo, algunas veces se requieren vigas adicionales para soportar las cargas en los perímetros de las aberturas, por lo cual se debería realizar un análisis estructural para determinar si estas cargas pueden ser soportadas colocando cables adicionales y armadura adherente adicional o si es necesario agregar vigas. En las losas en una dirección y placas planas en dos direcciones generalmente es preferible ubicar las aberturas en la región central para así minimizar los efectos de la abertura sobre la capacidad de corte de la losa en los muros o columnas. Si la ubicación de las aberturas es tal que podrían reducir la capacidad de corte es fundamental realizar un análisis más exacto de la capacidad en base a la configuración real de la losa. Para las placas planas la Sección 18.12.4 e ACI 318 requiere lo siguiente: "En cada dirección se debe colocar un mínimo de dos cables dispuestos a través de la sección crítica de corte sobre las columnas," tal como se discutió en la Sección 3.3.5.

5.4 – Colocación y curado del hormigón

El hormigón se debería colocar de manera tal que no afecte la alineación de los cables ni la posición de las armaduras. Se debe tener particular cuidado al vibrar el hormigón en la zona de anclaje de los cables para asegurar que en estos puntos la compactación sea uniforme. La presencia de vacíos detrás de las placas de apoyo, o utilizar un hormigón de resistencia insuficiente, provocará la falla del hormigón. Vibrando y curando cuidadosamente el hormigón se eliminará la mayoría de estas dificultades. Antes de las operaciones de tesado se deberían reparar cualquier vacío que hubiera detrás de las placas de apoyo.

El hormigón se debería curar de acuerdo con las recomendaciones de ACI 308 y ACI 517.2R para evitar los diferentes tipos de fisuración relacionados con la contracción y para asegurar la calidad del hormigón. En

las construcciones de hormigón pretensado no se deberían utilizar cloruro de calcio ni aditivos que contengan cloruro de calcio ni otros cloruros, ni tampoco en el material utilizado para proteger los anclajes. En el mercado se pueden adquirir aceleradores del fraguado que no contienen cloruro de calcio, los cuales se pueden utilizar cuando sea necesario.

5.5 – Operaciones de tesado

Las operaciones de tesado pueden comenzar cuando probetas cilíndricas curadas bajo condiciones similares a las que se aplicarán en obra y representativas de la resistencia del hormigón en la proximidad inmediata de los anclajes indiquen que el hormigón ha logrado la resistencia especificada para el tesado (generalmente de 60 a 80 por ciento de la resistencia a 28 días). Alternativamente, se pueden utilizar métodos de ensayo no destructivos para verificar de forma aproximada la resistencia del hormigón en la estructura. Actualmente ACI 318 no incluye métodos de ensayo no destructivos en sus criterios para determinar la aceptación de los hormigones. Sin embargo, estos métodos pueden ser satisfactorios para evaluar el hormigón en la proximidad inmediata de los anclajes.

El tesado de los cables se debería monitorear de dos maneras diferentes. En primer lugar, la lectura del indicador de la bomba se debería traducir a fuerza en el cable en el anclaje. Esta información generalmente viene en forma de una tabla o curva de datos de tesado provista como parte de los planos de taller. En segundo lugar, el alargamiento del cable se puede calcular utilizando la siguiente fórmula

$$\Delta \ell = \frac{P \ell}{A_{ps} E_s}$$

donde

$\Delta \ell$ = alargamiento en in. (mm)

P = fuerza efectiva de tesado promedio (considerando los efectos de la fricción a lo largo de la longitud del cable) en lb (N)

ℓ = longitud del cable en in. (mm)

A_{ps} = área del acero de pretensado en in.² (mm²)

E_s = módulo de elasticidad del acero de pretensado, psi (MPa)

Los módulos de elasticidad de los diferentes materiales utilizados como cables de postesado se pueden asumir de la siguiente manera:¹⁰

Cordón de 7 alambres: $E_s = 28.000.000$ psi (193.000 MPa)
Alambre: $E_s = 29.000.000$ psi (200.000 MPa)
Barras: $E_s = 30.000.000$ psi (207.000 MPa)

Como parte de los planos de taller de un proyecto se debería incluir una tabla de valores de alargamiento para los diferentes cables del proyecto y/o una presentación gráfica de los alargamientos anticipados.

ACI 318 requiere que la diferencia entre la fuerza en el cable determinada en base a la presión manométrica y la fuerza en el cable calculada en base a los alargamientos medidos no difieran en más de 7 por ciento. En caso de diferencias mayores que 7 por ciento se deben determinar y corregir las causas que provocan esta variación. El módulo de elasticidad de los cordones de 7 alambres varía levemente respecto del valor promedio sugerido [28.000.000 psi (193.000 MPa)]. Debido a que una variación del módulo de elasticidad de 1.000.000 psi (6900 MPa) representa una diferencia en el alargamiento de aproximadamente 4 por ciento, siempre es preferible emplear el módulo de elasticidad real del cordón utilizado en el proyecto para comparar el valor de la fuerza determinado en base al alargamiento calculado y el valor obtenido en base a la presión manométrica.

Los alargamientos de los cables se ven afectados por la variación de la fuerza que provocan las pérdidas por fricción en todo el largo del cable. Por este motivo, al traducir los alargamientos medidos a fuerzas en los cables se deberían considerar las pérdidas por fricción. Los alargamientos medidos proporcionan una medida de la fuerza promedio en toda la longitud del cable, mientras que la presión manométrica indica la fuerza en el cable en el anclaje. La Sección 18.6.2 de ACI 318 indica métodos para calcular los efectos de la fricción a lo largo de los cables.

La Sección R18.18.1 de ACI 318R requiere que los dispositivos utilizados para medir las fuerzas de tesado estén calibrados. Esta calibración debería ser realizada por un laboratorio aprobado no más de 6 meses antes del momento en que serán utilizados.

Los equipos de tesado utilizados para los cables de postesado incorporan factores de seguridad razonables. Sin embargo, ocasionalmente alguna falla de los materiales puede no ser detectada o bien puede que los equipos no sean utilizados correctamente. Por este motivo se debe tener sumo cuidado en todo momento, ya que el tesado se realiza a presiones extremadamente elevadas. La principal regla de seguridad consiste en

evitar que el personal se ubique directamente detrás, sobre o debajo de los equipos de tesado.

Una falla durante la operación de tesado puede provocar heridas graves a cualquier persona que se encuentre detrás o en la proximidad inmediata de los equipos de tesado. Si al tesar se detecta que existen vacíos detrás de la placa de apoyo, se debe liberar inmediatamente la presión en los equipos, retirar el hormigón defectuoso y arreglar el vacío utilizando un material adecuado. Antes de proceder nuevamente al tesado el material utilizado para el arreglo debe haber alcanzado la resistencia requerida. Para realizar estos arreglos no se debe utilizar cloruro de calcio ni mezclas que contengan iones cloruro.

5.6 – Retiro de los encofrados y apuntalamiento

Los apuntalamientos deben permanecer en su lugar hasta que se hayan completado las operaciones de tesado. Los encofrados de los bordes y los encofrados utilizados para formar las cavidades desde donde se realizará el tesado se deberían retirar mucho antes de la operación de tesado. Los encofrados de las vigas o laterales se pueden retirar antes del tesado, siempre y cuando el ingeniero así lo autorice.

Los puntales y encofrados se pueden retirar inmediatamente después de la operación de tesado. Luego del tesado puede ser necesario apuntalar nuevamente para evitar cargas excesivas durante las operaciones constructivas siguientes. Generalmente la práctica de apuntalar nuevamente la estructura es una precaución que se aplica contra las cargas excesivas. Los puntales se deben acuar de manera que no ajusten demasiado contra los elementos pretensados.

5.7 – Soldaduras y aplicación de calor

Si se ha de soldar o aplicar calor cerca de los cables se debe tener cuidado para evitar que el acero de pretensado se caliente excesivamente, para evitar que el arco eléctrico se desvíe y para evitar que el material de aporte de las soldaduras entre en contacto con el acero de pretensado. No se debería permitir poner a tierra los equipos de soldadura con el acero de pretensado.

5.8 – Procedimientos generales

En la Referencia 8 el lector encontrará lineamientos para la protección de los cables durante su almacenamiento, transporte e instalación.

CAPÍTULO 6 – REFERENCIAS

6.1 – Referencias recomendadas

El siguiente es un listado de los documentos producidos por diferentes organismos de normalización a los cuales se hace referencia en la presente, incluyendo su año de adopción o revisión. Debido a que algunos de estos documentos son revisados frecuentemente, se recomienda que el lector que desee consultar las últimas revisiones se contacte directamente con la organización que publica los documentos.

American Concrete Institute

- 116R Cement and Concrete Terminology
- 201.2R Guide to Durable Concrete
- 216R Guide for Determining the Fire Endurance of Concrete Elements
- 308 Standard Practice for Curing Concrete
- 318 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary
- 423.2R Tentative Recommendations for Prestressed Concrete Flat Plates
- 517.2R Accelerated Curing of Concrete at Atmospheric Pressure – State of the Art

ASTM

- A123 Standard Specifications for Zinc (Hot-Galvanized) Coatings on Products Fabricated from Rolled, Pressed, and Forced Steel Shapes, Plates, Bars, and Strip
- B 633 Standard Specification for Electrodeposited Coatings of Zinc on Iron and Steel
- E 119 Standard Methods of Fire Tests of Building Construction and Materials

International Conference of Building Officials

Uniform Building Code

Estas publicaciones se pueden obtener de las siguientes organizaciones:

American Concrete Institute
38800 Country Club Drive
P. O. Box 9094
Farmington Hills, MI 48333

ASTM
100 Barr Harbor Drive
West Conshohocken, PA 19428-2959

International Conference of Building Officials
5360 South Workman Mill Road
Whittier, CA 90601

6.2 – Referencias citadas

1. "Design and Construction of Post-Tensioned Slabs-on-Ground," Post-Tensioning Institute, Phoenix, AZ, 1980, pp. 89.
2. "Design of Post-Tensioned Slabs," Post-Tensioning Institute, Phoenix, 1977, pp. 52.
3. Ritz, Peter; Marti, Peter; y Thurlimann, Bruno, "Experiments on Flexure of Unbonded Prestressed Plates (Versuche über das Biegeverhalten von vorgespannten Platten Ohne Verbund)," Institut für Baustatik und Konstruktion, Zürich, 1975, 114 pp.
4. Burns, Ned H., y Hemakom, Roongroj, "Test of Scale Model Post-Tensioned Flat Plate," *Proceedings*, ASCE, V. 103, ST6, Junio 1977, pp. 1237-1255. Ver también Referencia 5.
5. Hemakom, R., "Strength and Behavior of Post-Tensioned Flat Plates with Unbonded Tendons," Tesis Doctoral, University of Texas, Austin, 1975, 272 pp. Ver también Referencia 4 y Burns, Ned H., y Hemakom, Roongroj, "Test of Flat Plate with Bonded Tendons," *Proceedings*, ASCE, V. 111, No. 9, Set. 1985, pp. 1899-1915.
6. Winter, C. Victor, "Test of Four Panel Post-Tensioned Flat Plate with Unbonded Tendons," Tesis, University of Texas, Austin, 1977. También Kosut, Gary M.; Burns, Ned H.; y Winter, C. Victor, "Test of Four-Panel Post-Tensioned Flat Plate," *Proceedings*, ASCE, V. 111, No. 9, Set. 1985, pp. 1916-1929.
7. "Specification for Unbonded Single Strand Tendons," Revisada 1993, Post-Tensioning Institute, Phoenix, 1993, 20 pp.
8. "Field Procedures Manual for Unbonded Single Strand Tendons," 2º Ed., Post-Tensioning Institute, Phoenix, AZ; 1994, 62 pp.
9. "Design for Fire Resistance of Precast, Prestressed Concrete," 2º Ed., *Publication* No. MNL-124-89, Precast-Prestressed Concrete Institute, Chicago, 1989, 96 pp.
10. *Post-Tensioning Manual*, 5º Ed., Post-Tensioning Institute, Phoenix, 1985, 406 pp.
11. "Recommended Lateral Force Requirements and Commentary," Seismology Committee, Structural Engineers Association of California, San Francisco, 1974 (Revisada 1990), 203 pp.
12. NEHRP, "Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings," Federal Emergency Management Agency, 1991.

13. BOCA, "National Building Code," Building Officials and Code Administrators International, Inc., Country Club Hills, IL, 1993, 342 pp.
14. SBC, "Standard Building Code," Southern Building Code Congress International, Inc., Birmingham, AL, 1994, 762 pp.
15. Parme, Alfred L., "American Practice in Seismic Design," *Journal*, Prestressed Concrete Institute, V. 17, No. 4, Julio-Agosto 1972, pp. 31-44.
16. Hawkins, Neil M., "Lateral Load Resistance of Unbonded Post-Tensioned Flat Plate Construction," *Journal*, Prestressed Concrete Institute, V. 26, No. 1, Enero-Feb. 1981, pp. 94-116.
17. Chung, H. W., "Unbonded Tendons in Post-Tensioned Concrete Beams Under Repeated Loading," *ACI Journal*, *Proceedings* V. 70, No. 12, Dic. 1973, pp. 814-816.
18. Miyamoto, Y., et al., "Bending Fatigue Strength of Unbonded Prestressed Concrete Beams," *Railway Technical Research Report* No. 844, Japan National Railway, 1973. (en japonés)
19. Inomata, Shunji, "Comparative Study on Behavior of Prestressed and Reinforced Concrete Beams Subject to Loading Reversals," *Journal*, Prestressed Concrete Institute, V. 16, No. 1, Jan.-Feb. 1971, pp. 21-37.
20. Blakeley, Roger W. G., y Park, Robert, "Seismic Resistance of Prestressed Concrete Beam-Column Assemblies," *ACI Journal*, *Proceedings* V. 68, No. 9, Sept. 1971, pp. 677-692.
21. Thompson, Kevin H., y Park, Robert, "Cyclic Load Tests on Prestressed and Reinforced Concrete Beam-Column Joints," *Journal*, Prestressed Concrete Institute, V. 22, No. 5, Sept.-Oct. 1977, pp. 84-110.
22. Priestley, M. J. N., y Tao, J., (1993) "Seismic Response of Precast Concrete Frames with Partially Debonded Tendons," *Journal*, Prestressed Concrete Institute, Enero-Feb. 1993.
23. Priestley, M. J. N., y MacRae, G. A., "Precast Seismic Resisting Frames Using Unbonded Prestressing Cables," FIP 1994 XII Congress, *Proceedings*, pp. E10-E15, 1994.
24. ACI Northern California and Western Nevada Chapter, "The Performance of Reinforced Concrete Structures during the Northridge Earthquake," Mar. 1994, 18 pp.
25. Suarez, Mario G., y Schupack, Morris, "Evaluation of the Performance of Single Strand Unbonded Tendons in the Collapse of the L'Ambiance Plaza Lift-Slab Building," *Project Report*, Post-Tensioning Institute, Phoenix, Abril 1988, 4 pp.
26. Hawkins, Neil M., y Ishizuka, Takayuki, "Concrete Ductile Moment Resistant Frames," *Proceedings*, 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokio, Japón, 1988.
27. Burns, Ned H.; Charney, Finley A.; y Vines, Wendell R., "Tests of One-Way Post-Tensioned Slabs with Un-bonded Tendons," *Journal*, Prestressed Concrete Institute, V. 23, No. 5, Sept.-Oct. 1978, pp. 66-83. También, Charney, Finley Allen, "Strength and Behavior of a Partially Prestressed Concrete Slab with Unbonded Tendons," Tesis MSc, University of Texas, Austin, 1976, 179 pp., y Vines, Wendell R., "Strength and Behavior of a Post-Tensioned Concrete Slab with Unbonded Tendons," Tesis MSc, University of Texas, Austin, 1976, 176 pp.
28. Yamazaki, Jun; Kattula, Basil T.; y Mattock, Alan H., "Comparison of the Behavior of Post-Tensioned Prestressed Concrete Beams With and Without Bond," *Structures and Mechanics Report* No. SM69-3, University of Washington, Seattle, 1969, 92 pp.
29. Burns, Ned H., y Pierce, David M., "Strength and Behavior of Prestressed Concrete Members with Unbonded Tendons," *Journal*, Prestressed Concrete Institute, V. 12, No. 5, Oct. 1967, pp. 15-29.
30. Walker, H. Carl, "Durability of Parking Structure Floors," *Concrete International: Design and Construction*, V. 2, No. 3, Mar. 1980, pp. 47-50.
31. Scordelis, A. C.; Lin, T. Y.; e Itaya, R., "Behavior of a Continuous Slab Prestressed in Two Directions," *ACI Journal*, *Proceedings* V. 56, No. 6, Dic. 1959, pp. 441-460.
32. Cleland, D. J.; Franklin, Y.; y Long, A. E., "The Punching Strength of Unbonded Post-Tensioned Slabs at the Columns," International Conference on Concrete Slabs, University of Dundee, 1979, 14 pp.
33. Gerber, Loris L., y Burns, Ned H., "Ultimate Strength Tests of Post-Tensioned Flat Plates," *Journal*, Prestressed Concrete Institute, V. 16, No. 6, Nov.-Dic. 1971, pp. 40-58.
34. Smith, Stephen W., y Burns, Ned H., "Post-Tensioned Flat Plate to Column Connection Behavior," *Journal*, Prestressed Concrete Institute, V. 19, No. 3, Mayo-Junio 1974, pp. 74-91.

35. Kosut, Gary M., "Shear Strength of a Post-Tensioned Flat Plate at the Column Connections," MS Research Report, University of Texas at Austin, 1977, 104 pp. Ver también Referencia 4.
36. Sunidja, Harianto; Foutch, Douglas A.; y Gamble, William A., "Response of Prestressed Concrete Plate-Edge Column Connections," *Structural Research Series* No. 498, Report No. UILU-ENG-82-2006, University of Illinois, Urbana, Mar. 1982.
37. Pillai, S. Unnikrishna; Kirk, Wayne; y Scavuzzo, Leonard, "Shear Reinforcement at Slab-Column Connections in a Reinforced Concrete Flat Plate Structure," *ACI Journal*, *Proceedings* V. 79, No. 1, Enero-Febrero 1982, pp. 36-42.
38. Dilger, W.H., y Ghali, A., "Shear Reinforcement for Concrete Slabs," *Proceedings*, ASCE, V. 107, ST12, Dic. 1981, pp. 2403-2420.
39. Mokhtar, Abdel-Salam; Ghali, Amin; y Dilger, Walter H., "Stud Shear Reinforcement for Flat Concrete Plates," *ACI Journal*, *Proceedings* V. 82, No. 5, Sept.-Oct. 1985, pp. 676-683.
40. Muller, Franz-Xaver; Muttoni, Aurelio; Thurlimann, Bruno, "Durchstanzversuche an Flachdecken mit Aussparungen," Institut für Baustatik und Konstruktion ETH, Zürich, Dic. 1984.
41. Brandli, Werner; Muller, Franz-Xavier; y Thurlimann, Bruno, "Bruchversuch an Stahlbeton und Spannbe-tonplatten bei Randund Eckstützen," Institut für Baustatik und Konstruktion ETH, Zürich, Mayo 1982.
42. Mojtahedi, Soussan, y Gamble, William L., "Ultimate Steel Stresses in Unbonded Prestressed Concrete," *Proceedings*, ASCE, V. 104, ST7, Julio 1978, pp. 1159-1165.
43. Burns, Ned; Helwig, Todd; y Tsujimoto, Tetsuya, "Effective Prestress Force in Continuous Post-Tensioned Beams with Unbonded Tendons," *ACI Structural Journal*, V. 88, No. 1, Enero-Febrero 1991, pp. 84-90.
44. Bondy, Kenneth B., "Variable Prestress Force in Unbonded Post-Tensioned Concrete Members," *Concrete International*, American Concrete Institute, Enero 1992, pp. 27-33.
45. Zia, Paul; Preston, H. Kent; Scott, Norman L.; y Workman, Edwin B., "Estimating Prestress Losses," *Concrete International: Design & Construction*, V. 1, No. 6, Junio 1979, pp. 32-38.
46. Aalami, Bijan, y Barth, Florian, "Restraint Cracks and their Mitigation in Unbonded Post-Tensioned Building Structures," *Cracking of Prestressed Concrete Structures*, SP-113, American Concrete Institute, Detroit, 1989, pp. 157-202. También una publicación independiente del Post-Tensioning Institute, Phoenix.
47. Branson, D. E., y Christiason, M. L., "Time Dependent Concrete Properties Related to Design – Strength and Elastic Properties, Creep, and Shrinkage," *Designing for Effects of Creep, Shrinkage, Temperature in Concrete Structures*, SP-27, American Concrete Institute, Detroit, 1971, pp. 257-277.
48. Ghali, Amin; Dilger, Walter; y Neville, Adam M., "Time-Dependent Forces Induced by Settlement of Supports in Continuous Reinforced Concrete Beams," *ACI Journal*, *Proceedings* V. 66, No. 11, Nov. 1969, pp. 907-915.
49. Sanders, David H.; Breen, John E.; y Duncan, Roy R. III, "Strength and Behavior of Closely Spaced Post-Tensioned Monostrand Anchorages," Post-Tensioning Institute, Phoenix, Dic. 1987.
50. Tanaka, Yoshito; Kurauchi, Makoto; y Masuda, Yoji, "Ten Year Marine Atmosphere Exposure Test of Unbonded Prestressed Concrete Prisms," Post-Tensioning Institute, Phoenix, Mayo 1988, 58 pp.
51. Breen, J. E.; Burdet, O. L.; Roberts, C. L.; Sanders, D. H.; y Wollmann, G., *Anchorage Zone Reinforcement for Post-Tensioned Concrete Girders*, NCHRP Report 0356, 1994, 205 pp.
52. Sanders, D. H., y Breen, J. E., "Generalized Approach to Design of Post-Tensioned Concrete Anchorage Zones," *Transportation Research Record*, No. 1371, Mar. 1993, pp. 83-91.
53. Schupack, M., "Behavior of 20 Post-Tensioned Test Beams Subject to up to 2200 Cycles of Freezing and Thawing in the Tidal Zone at Treat Island, Maine," *Performance of Concrete in Marine Environment*, SP-65, American Concrete Institute, Detroit, 1980, pp. 133-152.
54. O'Neil, Edward F., "Durability and Behavior of Prestressed Concrete Beams: Report 4, Post-Tensioned Concrete Beam Investigation with Laboratory Tests from June 1961 to September 1975," *Technical Report* No. 6-570, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Feb. 1977, 172 pp.
55. Poston, Randall W.; Carrasquillo, Ramon L.; y Breen, John E., "Durability of Post-Tensioned Bridge Decks," *ACI Materials Journal*, V. 84, No. 4, Julio-Agosto 1987, pp. 315-326.

56. Schupack, Morris, "Survey of the Durability Performance of Post-Tensioning Tendons," Post-Tensioning Institute, Phoenix, Jan. 1978, 10 pp. Also, ACI Journal, *Proceedings* V. 75, No. 10, Oct. 1978, pp. 501-510.
57. Schupack, Morris, "Protection of Post-Tensioning Tendons in Concrete Structures," *Civil Engineering* – ASCE, V. 52, No. 12, Dic. 1982, pp. 43-45.
58. Schupack, M., "Corrosion Protection for Unbonded Tendons," *Concrete International*, Feb. 1991, pp. 51-57.
59. Falconer, Daniel W., y Wilson, Philip W., "Inspection of Unbonded Tendons," *Concrete International: Design and Construction*, V. 10, No. 2, Feb. 1988, pp. 53-56.
60. "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-95) and Commentary (ACI 318R-95)," American Concrete Institute, Detroit, 1995, 347 pp.