

Capítulo 2

CONCEPTOS BÁSICOS DE DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO PRESFORZADO Y PREFABRICADO

2.1 GENERALIDADES

El Concreto Presforzado consiste en crear deliberadamente esfuerzos permanentes en un elemento estructural para mejorar su comportamiento de servicio y aumentar su resistencia. Los elementos que se utilizan van desde una vigueta para casa habitación hasta trabes para puentes de grandes claros, con aplicaciones tan variadas como durmientes para vías de ferrocarril, tanques de almacenamiento y rehabilitación de estructuras dañadas por sismo, entre otras.

En este capítulo se incluyen algunos conceptos sobre el diseño de elementos de concreto presforzado y prefabricado basados en la práctica de la ingeniería mexicana, en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF, 1996) y sus Normas Técnicas Complementarias (NTC-C), en los reglamentos del ACI (1995) y de Ontario (1992) y en los manuales PCI, AASHTO Estándar (1996) y AASHTO LRFD (1994).

¿POR QUÉ EL CONCRETO PRESFORZADO?

Gracias a la combinación del concreto y el acero de presfuerzo es posible producir, en un elemento estructural, esfuerzos y deformaciones que contrarresten total o parcialmente a los producidos por las cargas gravitacionales que actúan en el elemento, lográndose así diseños más eficientes.

En la Figura 2.1 se muestran los diagramas de momentos debidos a carga vertical, W , y a la fuerza de presfuerzo, P , para una viga simplemente apoyada. La carga vertical y la fuerza de presfuerzo son las mismas para las tres vigas; sin embargo, los diagramas de momento debidos a las distintas

condiciones de la fuerza de presfuerzo difieren entre sí. La viga I tiene presfuerzo axial, es decir, el centro de gravedad de los torones se encuentra en el eje neutro de la sección. El presfuerzo así colocado no provoca ningún momento en la sección por lo que desde este punto de vista no hay ventajas al colocar presfuerzo axial. En la viga II el presfuerzo produce un diagrama de momento constante a lo largo del elemento debido a que la trayectoria de la fuerza P es recta y horizontal, pero está aplicada con una excentricidad, e . Con esto se logra contrarrestar el momento máximo al centro del claro provocado por la carga vertical. Sin embargo, en los extremos de la viga II el momento provocado por el presfuerzo resulta excesivo ya que no existe momento por cargas verticales que disminuya su acción. En este caso, un diseño adecuado deberá corregir este exceso de momento. Por último, en la viga III se tiene una distribución de momentos debida al presfuerzo similar a la curva provocada por la carga vertical; el presfuerzo así colocado, con excentricidad pequeña en los extremos y máxima al centro del claro, contrarresta eficientemente el efecto de las cargas en cada sección de la viga.

La Figura 2.2 muestra los diagramas de esfuerzos para las secciones al centro del claro y en los extremos correspondientes a las mismas vigas de la Figura 2.1. Se aprecia que, contrario a lo observado en la Figura 2.1, el comportamiento de la viga I al centro del claro sí mejora con el presfuerzo, aunque este sea sólo axial. Esto es debido a que el presfuerzo provoca compresiones que disminuyen las tensiones provocadas por W en la fibra inferior de la sección. Para las vigas II y III estos esfuerzos de tensión son todavía menores por el momento provocado por el presfuerzo excéntrico. En los extremos, las vigas I y III tienen esfuerzos sólo de compresión, mientras que la viga II presenta esfuerzos de tensión y compresión debidos a

la existencia de presfuerzo excéntrico; estos esfuerzos son mayores que los de las vigas I y III y en general mayores también que los esfuerzos permisibles.

La comparación de las vigas I, II y III mostrada en las Figuras 2.1 y 2.2 nos permite concluir que el acero de presfuerzo disminuye tanto los esfuerzos de tensión como los momentos en la sección al centro del claro. Los efectos secundarios del presfuerzo como los momentos y esfuerzos excesivos en los extremos de la viga II pueden suprimirse o inhibirse con procedimientos sencillos encamisando los tonones o con técnicas similares.

VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL USO DE ELEMENTOS PRESFORZADOS

De acuerdo con lo anterior, la deformación y el agrietamiento de elementos presforzados disminuyen por la compresión y el momento producidos por los tendones, lo que se traduce en elementos más eficientes. Esto se aprecia esquemáticamente en la Figura 2.3 que muestra la comparación del estado de deformación y agrietamiento de dos vigas, una de concreto reforzado y otra de concreto presforzado, sometidas ante la misma carga vertical.

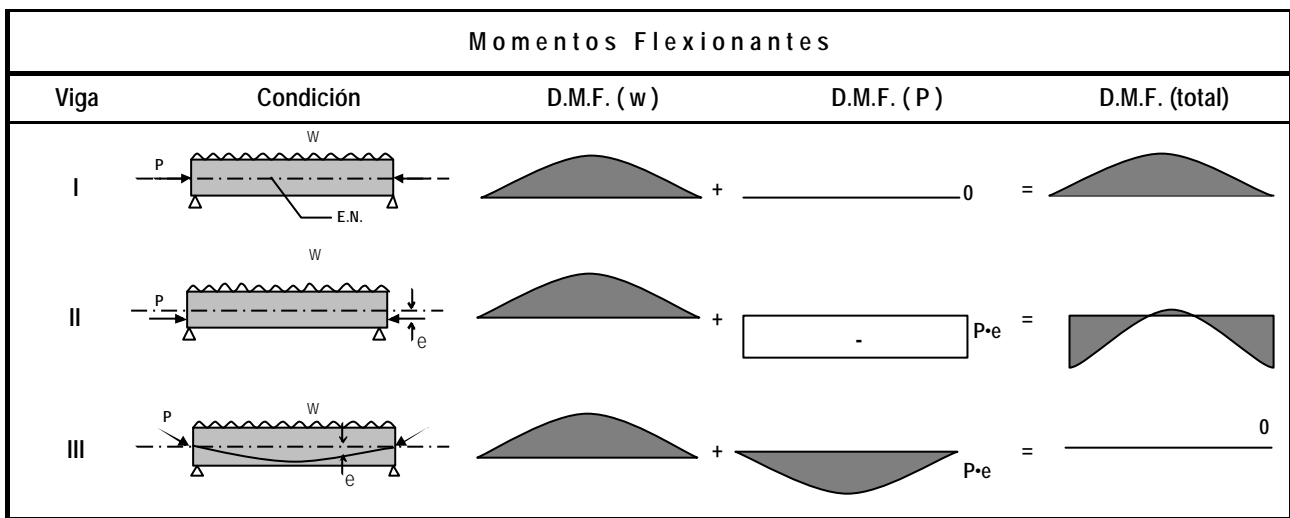


Figura 2.1 Momentos flexionantes a lo largo de vigas presforzadas simplemente apoyadas

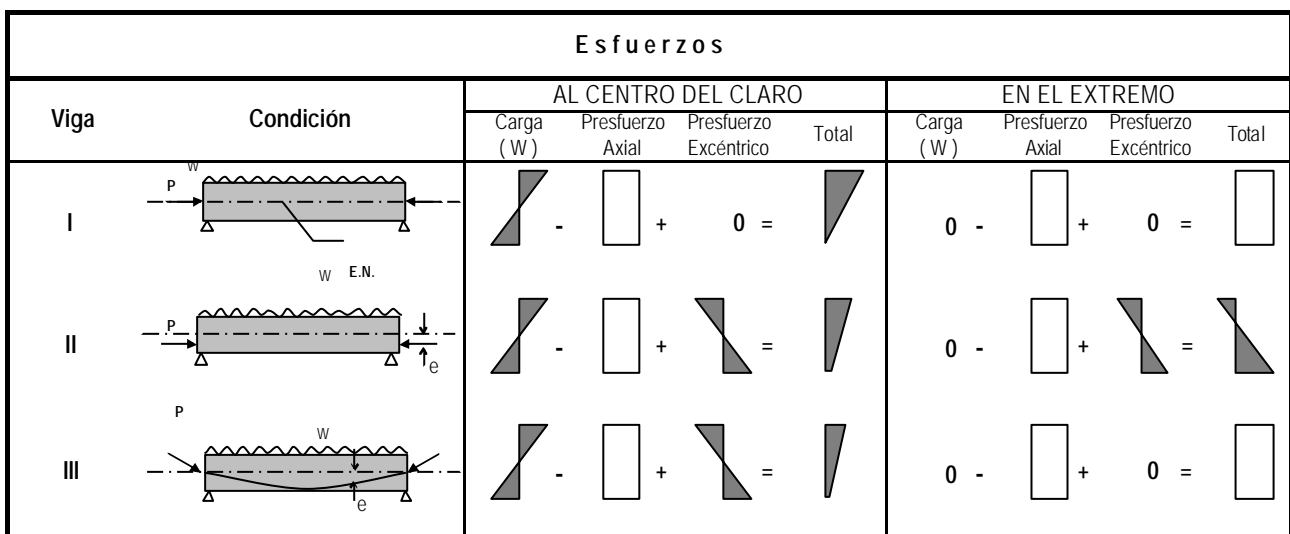


Figura 2.2 Esfuerzos al centro del claro y en los extremos de vigas simplemente apoyadas con y sin excentricidad

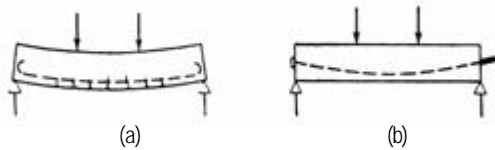


Figura 2.3 Deformación y agrietamiento en vigas de:
 (a) Concreto reforzado y
 (b) Concreto presforzado

Algunas ventajas del concreto presforzado son las siguientes:

- Mejor comportamiento ante cargas de servicio por el control del agrietamiento y la deflexión
- Permite el uso óptimo de materiales de alta resistencia
- Se obtienen elementos más eficientes y esbeltos, con menos empleo de material; en vigas, por ejemplo, se utilizan peraltes del orden de $L/20$ a $L/23$, donde L es el claro de la viga, a diferencia de $L/10$ en concreto reforzado
- La producción en serie en plantas permite mayor control de calidad y abati miento de costos (ver Capítulo 6 de este manual)
- Mayor rapidez de construcción al atacarse al mismo tiempo varios frentes o construirse simultáneamente distintas partes de la estructura; esto en general conlleva importantes ventajas económicas en un análisis financiero completo

Conviene también mencionar algunas desventajas que en ocasiones pueden surgir en ciertas obras. Estas son:

- La falta de coordinación en el transporte de los elementos presforzados puede encarecer el montaje.
- En general, la inversión inicial es mayor por la disminución en los tiempos de construcción
- Se requiere también de un diseño relativamente especializado de conexiones, uniones y apoyos
- Se debe planear y ejecutar cuidadosamente el proceso constructivo, sobre todo en las etapas de montaje y colados en sitio

Existen aplicaciones que solo son posibles gracias al empleo del presfuerzo. Este es el caso de puentes sobre avenidas con tránsito intenso o de claros muy grandes, el de algunas naves industriales o donde se requiere de una gran rapidez de construcción, entre otras.

2.2 PRETENSADO Y POSTENSADO

Los conceptos mencionados en las páginas anteriores son igualmente válidos para las dos formas en las que se puede

presforzar un elemento estructural. Sin embargo es importante diferenciar las características de estos dos sistemas.

En general, existen aplicaciones y elementos que solo son posibles ya sea para pretensado o postensado. Se prefiere utilizar elementos pretensados cuando se aprovecha la producción en serie y se desea mayor rapidez de construcción, cuidando que no se sobrepase la capacidad de las mesas o moldes de tensado y que los elementos se puedan transportar por las carreteras y avenidas existentes.

PRETENSADO

El término pretensado se usa para describir el método de presfuerzo en el cual los tendones se tensan antes de colar el concreto. Se requiere de moldes o muertos (bloques de concreto enterrados en el suelo) que sean capaces de soportar el total de la fuerza de presfuerzo durante el colado y curado del concreto antes de cortar los tendones y que la fuerza pueda ser transmitida al elemento. La mayoría de los elementos presforzados se fabrican en serie dentro de plantas con instalaciones adecuadas, donde se logra la reutilización de moldes metálicos o de concreto y se pueden presforzar en una sola operación varios elementos. Los elementos pretensados más comunes son viguetas, traveses, losas y gradas, aplicados edificios, naves, puentes, gimnasios y estadios principalmente.

El curado de los elementos se realiza con vapor de agua cubriéndolos con lonas. La acción del presfuerzo en el concreto

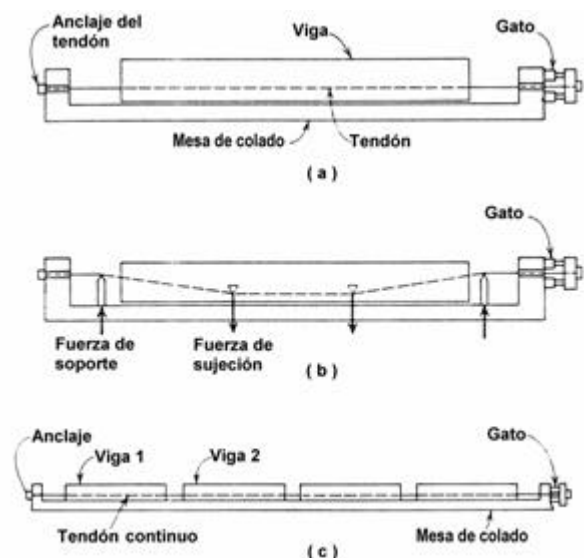


Figura 2.4 Fabricación de un elemento pretensado
 (a) Trayectoria horizontal
 (b) Desvío de torones
 (c) Producción en serie

es interna ya que el anclaje se da por adherencia. Las trayectorias del presfuerzo son siempre rectas y en moldes adaptados es posible hacer desvíos para no provocar esfuerzos excesivos en los extremos (Figura 2.4). En aquellas secciones donde el presfuerzo resulte excesivo, como en los extremos de vigas simplemente apoyadas sin desvío de torones, se debe disminuir la fuerza presforzante encamizando algunos de ellos. En la Figura 2.4 se muestran las posibles trayectorias de estos tendones así como un ejemplo de la producción en serie en mesas de gran tamaño, en muchos casos mayores de 80 m de longitud.

POSTENSADO

El postensado es el método de presfuerzo que consiste en tensar los tendones y anclarlos en los extremos de los elementos después de que el concreto ha fraguado y alcanzado su resistencia necesaria.

Previamente al colado del concreto, se dejan ductos perfectamente fijos con la trayectoria deseada, lo que permite variar la excentricidad dentro del elemento a lo largo del mismo para lograr las flechas y esfuerzos deseados. Los ductos serán rellenos con mortero o lechada una vez que el acero de presfuerzo haya sido tensado y anclado. Las funciones primordiales del mortero son las de proteger al presfuerzo de la corrosión y evitar movimientos relativos entre los torones durante cargas dinámicas. En el postensado la acción del presfuerzo se ejerce externamente y los tendones se anclan al concreto con dispositivos mecánicos especiales (anclajes), generalmente colocados en los extremos del tendón.

Este postensado puede emplearse tanto para elementos fabricados en planta, a pie de obra o colados in situ. Las aplicaciones más usuales son para vigas de grandes dimensiones, dovelas para puentes, losas con presfuerzo bidireccional, diafragmas de puentes, vigas hiperestáticas, cascarones y tanques de agua, entre otros.

Las trayectorias del presfuerzo pueden ser curvas, lo que permite diseñar con mayor eficiencia elementos hiperestáticos y evitar esfuerzos en los extremos del elemento (Figura 2.5).

ELEMENTOS PRE Y POST ENSADOS

Hay ocasiones en que se desean aprovechar las ventajas de los elementos pretensados pero no existe suficiente capacidad en las mesas de colado para sostener el total del presfuerzo requerido por el diseño del elemento; en otras, por las características particulares de la obra, resulta conveniente aplicar una parte del presfuerzo durante alguna etapa posterior a la fabricación. Al menos ante estas dos situaciones, es posible dejar ahogados ductos en el elemento pretensado para postensarlo, ya sea en planta, a pie de obra o montado en el sitio.

2.3 MATERIALES

Todos los materiales empleados para fabricar los elementos de concreto a que se refiere este manual deberán cumplir con la Norma Oficial Mexicana (NOM) o Norma Mexicana (NMX).

CONCRETO

El concreto que se usa para presforzar se caracteriza por tener mayor calidad y resistencia con respecto al utilizado en construcciones ordinarias. Los valores comunes de f'_c oscilan entre 350 y 500 kg/cm², siendo el valor estándar 350 kg/cm². Se requiere esta resistencia para poder hacer la transferencia del presfuerzo cuando el concreto haya alcanzado una resistencia de 280 kg/cm². La gran calidad y resistencia generalmente conduce a costos totales menores ya que permite la reducción de las dimensiones de la sección de los miembros utilizados. Con ello, se logran ahorros significativos en peso propio, y grandes claros resultan técnica y económicamente posibles. Las deflexiones y el agrietamiento del concreto pueden controlarse y hasta evitarse mediante el presfuerzo. Es posible el uso de aditivos y agregados especialmente en elementos arquitectónicos.

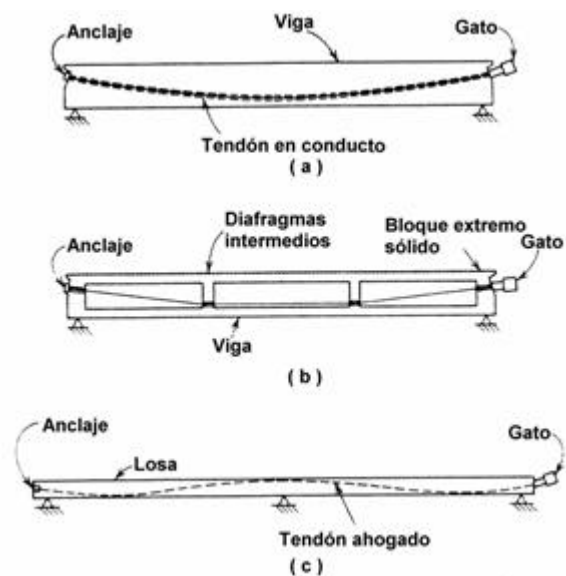


Figura 2.5 Trayectorias típicas de tendones en vigas postensadas

Contracción por secado. Las mezclas de concreto contienen mayor cantidad de agua que la requerida para la hidratación del cemento. Esta agua libre se evapora con el tiempo. La velocidad y terminación del fraguado dependen de la humedad, la temperatura ambiente y del tamaño y forma del elemento. Uno

de los efectos del fraguado del concreto es la disminución del volumen del mismo, lo que provoca pérdidas considerables de la fuerza de presfuerzo. Asimismo, la contracción provoca grietas que deben evitarse con acero de refuerzo y en algunos casos con fibras y aditivos.

La contracción del concreto es proporcional a la cantidad de agua empleada en la mezcla; si se requieren contracciones mínimas, la relación agua-cemento a utilizarse deberá ser la mínima, con revenimientos no mayores que 10 cm. La calidad de los agregados es otro factor que influye en la contracción por secado. Agregados duros y densos de baja absorción y módulo de elasticidad de valor alto provocarán una contracción menor.

La magnitud de la deformación unitaria por contracción, ϵ_c , varía desde cero, si el concreto es almacenado bajo el agua o en condiciones muy húmedas, hasta 0.001 en ambientes muy secos. Con propósitos de diseño, un valor promedio de deformación por contracción será de 0.0002 a 0.0006 para las mezclas usuales de concreto empleadas en elementos presfuerzados. Las NTC-C establecen un valor de $\epsilon_c = 0.001$.

Comportamiento elástico. Convencionalmente y por razones prácticas, podemos considerar que la parte ascendente de la gráfica esfuerzo-deformación del concreto exhibe un comportamiento elástico, aunque se sabe que no siempre estas deformaciones son recuperables y la gráfica no es una línea recta perfecta. Esta consideración nos permite hacer diseños elásticos y fijar un módulo de elasticidad en función de la resistencia del concreto, f'_c .

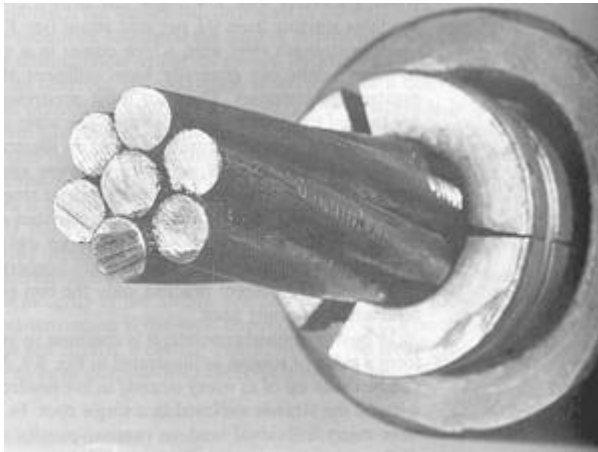


Figura 2.6 Torón utilizado en concreto presfuerzo

La NTC-C establece para concretos tipo I, que es el empleado en concreto presfuerzo, el siguiente valor de módulo de elasticidad, E_c , en kg/cm^2

$$E_c = 14,000\sqrt{f'_c} \quad 2.1$$

Al igual que ocurre con otros materiales elásticos, cuando el concreto se comprime en una dirección se expande en la dirección transversal a la del esfuerzo aplicado. La relación entre la deformación transversal y la longitudinal se conoce como relación de Poisson y su valor varía de 0.15 a 0.20. Este efecto puede modificar sensiblemente el presfuerzo en elementos con presfuerzo biaxial.

Deformaciones por flujo plástico. Debido a la presencia de esfuerzos permanentes, las partículas que forman el concreto experimentan un reacomodo que modifica las dimensiones de los elementos. Este fenómeno es conocido como flujo plástico.

El flujo plástico en el concreto depende de la magnitud de las cargas permanentes, de las proporciones de la mezcla, de la humedad, de las condiciones del curado y de la edad del concreto a la cual comienza a ser cargado. La deformación de compresión ocasionada por el flujo plástico tiene un efecto importante en el presfuerzo provocando una disminución o pérdida de la fuerza efectiva.

Las NTC-C proponen la siguiente ecuación para obtener el coeficiente de deformación axial diferido final C_f ,

$$C_f = \frac{\delta_f - \delta_i}{\delta_i} \quad 2.2$$

en donde δ_f y δ_i son las deformaciones final e inicial, respectivamente. Cuando no se conocen los valores de δ_f y δ_i se supondrá $C_f=2.4$. (Sección 2.4)

ACERO DE PRESFUERZO

El acero de presfuerzo es el material que va a provocar de manera activa momentos y esfuerzos que contrarresten a los causados por las cargas. Existen tres formas comunes de emplear el acero de presfuerzo: alambres, torón y varillas de acero de aleación.

Alambres. Los alambres individuales se fabrican laminando en caliente lingotes de acero hasta obtener alambres redondos que, después del enfriamiento, pasan a través de troqueles para reducir su diámetro hasta su tamaño requerido. El proceso de estirado, se ejecuta en frío lo que modifica notablemente sus propiedades mecánicas e incrementa su resistencia. Posteriormente se les libera de esfuerzos residuales mediante un tratamiento continuo de calentamiento hasta obtener las propiedades mecánicas prescritas. Los alambres se fabrican en diámetros de 3, 4, 5, 6, 7, 9.4 y 10 mm y las resistencias varían desde 16,000 hasta 19,000 kg/cm^2 . Los alambres de 5, 6 y 7 mm pueden tener acabado liso, dentado y tridentado.

Torón. El torón se fabrica con siete alambres firmemente torcidos (Figura 2.6) cuyas características se mencionaron en el párrafo anterior; sin embargo, las propiedades mecánicas com-

paradas con las de los alambres mejoran notablemente, sobre todo la adherencia. El paso de la espiral o hélice de torcido es de 12 a 16 veces el diámetro nominal del cable. La resistencia a la ruptura, f_{sr} , es de 19,000 kg/cm² para el grado 270K (270,000 lb/pulg²), que es el más utilizado actualmente. Los torones pueden obtenerse entre un rango de tamaños que va desde 3/8" hasta 0.6 pulgadas de diámetro, siendo los más comunes los de 3/8" y de 1/2" con áreas nominales de 54.8 y 98.7 mm², respectivamente.

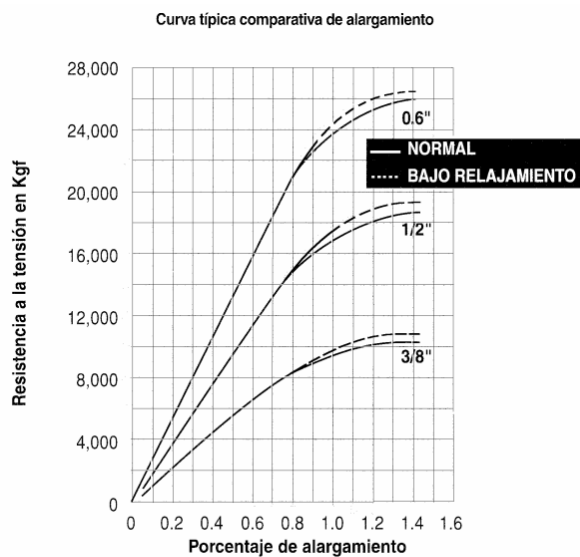


Figura 2.7 Curva fuerza-deformación para tres torones de distinto diámetro

Varillas de acero de aleación. La alta resistencia en varillas de acero se obtiene mediante la introducción de algunos minerales de ligazón durante su fabricación. Adicionalmente se efectúa trabajo en frío en las varillas para incrementar aún más su resistencia. Después de estirarlas en frío se les libera de esfuerzos para obtener las propiedades requeridas. Las varillas de acero de aleación se producen en diámetros que varían de 1/2" hasta 13/8".

Características esfuerzo-deformación del presfuerzo. En la Figura 2.7 se muestra una gráfica resistencia-deformación para torones con distinto diámetro; para el torón de 1/2" esta gráfica también es de esfuerzo-deformación porque el área del torón es 0.987, casi uno. Se observa que el acero de presfuerzo no presenta un esfuerzo de fluencia definido. Usualmente este esfuerzo se calcula como el correspondiente a una deformación unitaria de 1.0 por ciento; en la gráfica se observa que el esfuerzo correspondiente a esa deformación es 17,000 y 17,500 kg/cm² para los aceros normal y de bajo relajamiento, respectivamente. Para alambres redondos lisos el módulo de elasticidad es semejante al del refuerzo ordinario, esto es, alrededor de 2'000,000 kg/cm². Para torón y para varillas de

aleación el módulo de elasticidad está entre 1'900,000 y 1'960,000 kg/cm².

Después del inicio de la fluencia del acero, los alambres muestran una fluencia gradual y la curva continúa creciendo hasta la falla. Las varillas de aleación tienen características similares a aquellas de los alambres redondos o de los torones, pero sus límites proporcionales y resistencias son de 30 a 40 por ciento menores. Como se verá más adelante, el esfuerzo máximo al que se tensan los torones es 0.8 f_r que, como se aprecia en la Figura 2.7, es un esfuerzo de 15,200 kg/cm², para un torón de 1/2" y está debajo del esfuerzo de fluencia. El esfuerzo de servicio final, una vez que se han presentado todas las pérdidas, será entre 15 y 30 por ciento menor que el esfuerzo de tensado.

Relajación del acero. Cuando al acero de presfuerzo se le mantiene en tensión experimenta un reajuste y rompimiento interno de partículas conocido como relajación. Esta relajación debe tomarse en cuenta en el diseño ya que produce una pérdida significativa de la fuerza presforzante. Actualmente, la mayoría de los aceros son de baja relajación y son conocidos como Acero de Baja Relajación o LO-LAX, y deben de preferirse sobre los otros para evitar pérdidas excesivas.

ACERO DE REFUERZO

El uso del acero de refuerzo ordinario es común en elementos de concreto presforzado. La resistencia nominal de este acero es $f_y = 4,200$ kg/cm². Este acero es muy útil para:

- aumentar ductilidad
- aumentar resistencia
- resistir esfuerzos de tensión y compresión
- resistir cortante y torsión
- restringir agrietamiento por maniobras y cambios de temperatura
- reducir deformaciones a largo plazo
- confinar al concreto

ACERO ESTRUCTURAL

En muchos elementos prefabricados es común el uso de placas, ángulos y perfiles estructurales de acero. Éstos son empleados en conexiones, apoyos y como protección. El esfuerzo nominal de fluencia de este acero es de 2,530 kg/cm².

MALLA ELECTROSOLDADA

Por su fácil colocación, las retículas de alambre o mallas Electrosoldadas se emplean comúnmente en aletas de travesaños, doble te y similares. El esfuerzo nominal de fluencia es de

5,000 kg/cm². La nominación más común de los distintos tipos de malla es como sigue:

$$S_L \times S_T - C_{ML} / C_{MT}$$

en donde S es la separación en pulgadas, C_M es el calibre y L y T son las direcciones longitudinal y transversal, respectivamente. La malla más comúnmente utilizada es la 6x6-6/6.

2.4 ETAPAS DE UN ELEMENTO PRESFORZADO

El diseño de elementos de concreto presforzado consiste en proponer el elemento que sea funcional y económicamente óptimo para determinadas acciones y características geométricas de la obra. Una vez escogido el elemento, el diseño consiste en proporcionar los aceros de presfuerzo y de refuerzo para que tenga un comportamiento adecuado durante todas sus etapas dentro del marco de un reglamento vigente. Es claro que ante esta perspectiva, el elemento o sección a utilizar no es una incógnita sino un dato que el diseñador de acuerdo a sus conocimientos y experiencia debe proporcionar.

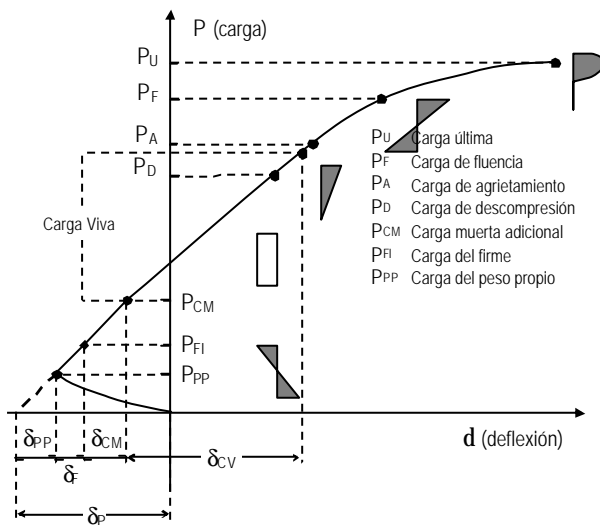


Figura 2.8 Gráfica carga-deflexión de una viga presforzada típica

Un elemento presforzado, y en general cualquier elemento prefabricado, está sometido a distintos estados de carga. Estos estados pueden representar condiciones críticas para el elemento en su conjunto o para alguna de sus secciones. Existen dos etapas en las que se deben revisar las condiciones de servicio y seguridad del elemento: la etapa de transferencia y la etapa final; sin embargo, para muchos elementos existen etapas intermedias que resultan críticas. En la Figura 2.8 se

muestran esquemáticamente en una gráfica carga-deflexión el proceso de cargas de un elemento presforzado típico y el estado de esfuerzos correspondiente a cada etapa en la sección de momento máximo. A medida que el elemento es cargado con el firme y la sobrecarga muerta, la contraflecha disminuye hasta que, generalmente con la presencia de la carga viva, se presenta una flecha hasta el punto de descompresión (cuando se presentan tensiones en la fibra inferior del elemento), para finalmente sobrepasar la fluencia y llegar a la carga última.

Etapa de Transferencia. Esta tiene lugar cuando se cortan los tendones en elementos pretensados o cuando se libera en los anclajes la presión del gato en concreto postensado. Es decir, cuando se transfieren las fuerzas al concreto que comúnmente ha alcanzado el 80 por ciento de su resistencia. Aquí ocurren las pérdidas instantáneas y las acciones a considerar son el presfuerzo que actúa en ese instante y el peso propio del elemento. Como se explicó en las primeras páginas de este capítulo, esta etapa puede ser crítica en los extremos de elementos pretensados sin desvío de torones donde el presfuerzo es excesivo. Dado que la acción del presfuerzo solo es contrarrestada por la del peso propio del elemento, en esta etapa se presentará la contraflecha máxima (Figura 2.8).

Estado intermedio. Dentro de esta etapa se presenta el transporte y montaje del elemento. Se debe tener especial cuidado en la colocación de apoyos temporales y ganchos y dispositivos de montaje para no alterar la condición estática para la que fue diseñado el elemento. Algunas vigas para puente son tan largas que es necesario dejar volado uno de los extremos para que se puedan transportar.

Muchos elementos presforzados tienen un comportamiento en etapas intermedias distinto al que tienen en transferencia o en el estado final. Tal es el caso de algunas viguetas, traveses y losa que, antes de que la sección compuesta esté lista para soportar cargas, requieren de cimbrado temporal que es removido cuando los colados in situ y la losa o el firme han fraguado. Otro tipo de elementos que requieren un diseño muy refinado (sección 2.8.10) son aquellos que fueron fabricados, transportados y montados como simplemente apoyados pero que en la etapa final formarán parte de un sistema hiperestático.

Etapa final. El diseñador debe considerar las distintas combinaciones de cargas en la estructura en general, y en cada elemento en particular, para garantizar el comportamiento adecuado de los elementos. En la etapa final se considerarán las condiciones de servicio tomando en cuenta esfuerzos permisibles, deformaciones y agrietamientos, y las condiciones de resistencia última de tal manera que además de alcanzar la resistencia adecuada se obtenga una falla dúctil. En esta etapa ya han ocurrido todas las pérdidas de presfuerzo y en la mayoría de los casos el elemento presforzado se encuentra trabajando en conjunto con el firme colado in situ, lo que incremen-

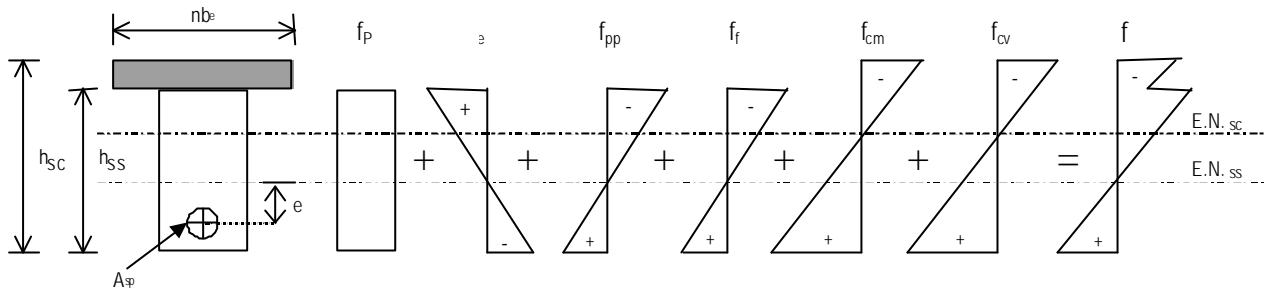


Figura 2.9 Esfuerzos de flexión en una viga tanto en la sección simple como en la sección compuesta

ta notablemente su inercia y resistencia. En la Figura 2.8 se indican, a partir de la carga de descompresión, los distintos estados finales que se deben considerar en el diseño de cualquier elemento presforzado.

2.5 REVISIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Las deflexiones y el agrietamiento bajo las condiciones de carga que puedan ser críticas durante el proceso constructivo y la vida útil de la estructura no deben exceder los valores que en cada caso se consideren aceptables. La revisión de estados límite de servicio no garantiza una adecuada resistencia estructural; ésta deberá revisarse en conformidad con la sección 2.6 de este manual (Revisión de estados límite de falla).

En elementos presforzados, una forma indirecta de lograr que el agrietamiento y las pérdidas por flujo plástico no sean excesivas es obligar que los esfuerzos en condiciones de servicio se mantengan dentro de ciertos límites. Para este fin, al dimensionar o al revisar esfuerzos se usará la teoría elástica del concreto y la sección transformada. Por ello, no se emplean secciones o esfuerzos reducidos ni factores de reducción.

2.5.1 Estado de Esfuerzos

En cada una de las etapas mencionadas en la sección 2.4 de este manual, deben revisarse los esfuerzos que actúan en el elemento. De acuerdo con la Figura 2.9, los esfuerzos, f , se calculan para cada una de las acciones con las correspondientes propiedades geométricas de la sección, y están dados por

$$f = -f_p \pm f_{pe} \pm f_{pp} \pm f_f \pm f_{cm} \pm f_{cv} \quad 2.3$$

$$f = -\frac{P}{A_{ss}} \pm \frac{Pe}{I_{ss}} y \pm \frac{M_{pp}}{I_{ss}} y \pm \frac{M_f}{I_{ss}} y \pm \frac{M_{cm}}{I_{sc}} y \pm \frac{M_{cv}}{I_{sc}} y \quad 2.4$$

donde las acciones y las propiedades geométricas son:

- P = fuerza de presfuerzo efectiva
- e = excentricidad del presfuerzo
- M_{pp} = momento por peso propio
- M_f = momento debido al firme
- M_{cm} = momento debido a la sobrecarga muerta
- M_{cv} = momento debido a la carga viva
- A = área de la sección
- I = momento de inercia de la sección
- y = distancia a la fibra donde se calculan los esfuerzos

Los subíndices ss y sc se refieren a sección simple y compuesta, respectivamente. Convencionalmente en este capítulo se adopta signo negativo para compresión y positivo para tensión.

ESFUERZOS PERMISIBLES EN EL CONCRETO

Los esfuerzos en el concreto no deberán exceder lo indicado en la Tabla 2.1. En esta tabla, f_{ci} es la resistencia a compresión del concreto a la edad en que ocurre la transferencia.

a) Esfuerzos permisibles en la transferencia

La transferencia ocurre antes de las pérdidas diferidas de presfuerzo; esto es, en concreto pretensado, cuando se cortan los tendones o se disipa la presión del gato, y en postensado, cuando se anclan los tendones. Los esfuerzos del concreto en esta etapa son provocados, tanto en concreto pretensado como postensado, por los esfuerzos debidos al peso del elemento y por la fuerza en los tendones de presfuerzo reducida por las pérdidas inmediatas (ver 2.5.2). Cuando los esfuerzos de tensión calculados excedan los valores de la Tabla 2.1 deberá proporcionarse refuerzo auxiliar adherido en esa zona (no presforzado o presforzado) para resistir el total de la fuerza de tensión en el concreto considerando la sección no agrietada. El esfuerzo de este acero de refuerzo debe tomarse como $0.6 f_y$.

Tabla 2.1 Esfuerzos permisibles en el concreto

Inmediatamente después de la transferencia		Bajo cargas de servicio	
Fibra extrema en compresión	$0.60 f_{ci}$	Fibra extrema en compresión: debido al presfuerzo más las cargas sostenidas debido al presfuerzo más la carga total	$0.45 f_c$ $0.60 f_c$
Fibra extrema en tensión	$0.80 \sqrt{f_{ci}}$	Fibra extrema en tensión	$1.6 \sqrt{f_c}$
Fibra extrema en tensión en extremos de miembros simplemente apoyados	$1.6 \sqrt{f_{ci}}$		

Tabla 2.2 Esfuerzos permisibles en los cables de presfuerzo de baja relajación

Condición	Con respecto al esfuerzo de fluencia f_{py}	Con respecto al esfuerzo de ruptura f_{sr}
Debido a la fuerza del gato	$0.94 f_{py}$	$0.80 f_{sr}$
Inmediatamente después de la transferencia del presfuerzo	$0.82 f_{py}$	$0.74 f_{sr}$
Tendones de postensado, en anclajes y acopladores, inmediatamente después del anclaje de los tendones	—	$0.70 f_{sr}$

En los extremos de elementos simplemente apoyados se permite usar $1.6 \sqrt{f_{ci}}$ en la transferencia ya que los torones no están completamente adheridos. Una vez que los torones han alcanzado la adherencia total (sección 2.8.3), el esfuerzo debe tomarse como $0.8 \sqrt{f_{ci}}$.

b) Esfuerzos permisibles bajo cargas de servicio

El esfuerzo permisible de tensión de $1.6 \sqrt{f_c}$ bajo cargas de servicio es compatible con el recubrimiento de concreto requerido en la sección de Recubrimiento (2.8.1), y es válido para la zona de tensión precomprimida que es donde ocurren las tensiones bajo cargas gravitacionales muertas y vivas. En condiciones de medio ambiente corrosivo, debe utilizarse un mayor recubrimiento de acuerdo con los valores establecidos, y deben reducirse los esfuerzos de tensión para eliminar el posible agrietamiento bajo cargas de servicio. Es deber del ingeniero aplicar los criterios adecuados a fin de determinar el incremento en el recubrimiento y si es que se requieren esfuerzos de tensión reducidos.

El esfuerzo máximo de tensión permisible bajo cargas de servicio puede considerarse de $3.2 \sqrt{f_c}$, lo que proporciona al elemento un mejor comportamiento especialmente cuando las cargas vivas son de naturaleza transitoria. Para aprovechar este incremento, se debe analizar el comportamiento de la sección agrietada transformada y que las relaciones bilineales momento-deflexión indiquen que las deflexiones en las distintas etapas del elemento están por debajo de las permisibles. Además, se deberá incremen-

tar la protección de concreto sobre el refuerzo, como se indica en la sección de Recubrimiento (2.8.1), y calcular las características de deflexión del elemento, bajo la carga en la que este cambia de comportamiento no agrietado a comportamiento agrietado.

De acuerdo con los esfuerzos de la Tabla 2.1, bajo cargas de servicio se permite incrementar de $0.45 f_c$ a $0.6 f_c$ el esfuerzo permisible a compresión del concreto ante cargas vivas, ya que por su naturaleza transitoria éstas no causarán flujo plástico en el concreto ni deflexiones permanentes.

Para nuevos productos, materiales y técnicas propias del concreto presfuerzo, los esfuerzos permisibles de la Tabla 2.1 podrán ser excedidos si se demuestra mediante pruebas o análisis que su eficiencia y funcionalidad serán adecuadas.

ESFUERZOS PERMISIBLES EN EL PRESFUERZO

Los tendones deben tensarse de manera que el esfuerzo efectivo final sea por lo menos la mitad del esfuerzo resistente del acero de presfuerzo.

El esfuerzo de tensión en los cables de presfuerzo no deberá exceder lo indicado en la Tabla 2.2. En estas expresiones, f_{sr} es el esfuerzo resistente y f_{py} el de fluencia, ambos del acero de presfuerzo. La diferencia entre los esfuerzos debidos a la fuerza del gato e inmediatamente después de la transferencia

(de 0.74 a 0.80 de f_r o de 0.82 a 0.94 f_{py}), permite que los torones se tensen entre esos valores para que al momento de la transferencia y después de que se presenten las pérdidas instantáneas se cuente con un esfuerzo menor que 0.74 f_r ó 0.82 f_{py} , que son los esfuerzos máximos permisibles en el acero de presfuerzo una vez que se encuentra aplicado en el concreto.

Debe tomarse el menor de los valores propuestos en la Tabla 2.2 y el recomendado por el fabricante. A criterio del diseñador, los esfuerzos finales se deben reducir cuando la estructura esté sometida a condiciones corrosivas o cargas repetidas.

2.5.2 Deflexiones

En un miembro presforzado típico, la aplicación de la fuerza presforzante producirá una flecha hacia arriba. El efecto de las pérdidas por contracción, flujo plástico y relajamiento, reduce gradualmente la flecha producida por la fuerza inicial. Sin embargo, el efecto del flujo plástico es doble. Mientras que produce una pérdida del presfuerzo tendiente a reducir la flecha, las deformaciones que provoca en el concreto aumentan la contraflecha. Por lo general, el segundo efecto es el que predomina, y la contraflecha aumenta con el tiempo a pesar de la reducción de la fuerza presforzante.

Cuando las características del elemento así lo requieran y sea importante obtener las deflexiones como en el caso de puentes de grandes claros, el método más satisfactorio consiste en el procedimiento basado en la sumatoria de las deformaciones que ocurren en intervalos discretos de tiempo. De esta manera, los cambios dependientes del tiempo en la fuerza presforzante, en las propiedades de los materiales y en las cargas, se pueden tomar en cuenta con precisión. Pero en la mayoría de los casos prácticos será suficiente establecer limitaciones en la relación claro a peralte basándose en experiencias previas o en limitaciones de códigos y, si se desea calcular deflexiones, el método aproximado descrito a continuación es suficiente para los elementos más comunes.

Aún cuando las deflexiones durante etapas intermedias pudieran ser importantes, las etapas a considerarse normalmente son el estado inicial, considerando la fuerza presforzante inicial P_i y el peso propio, y el estado final, cuando la fuerza presforzante es reducida por todas las pérdidas y cuando las deflexiones son modificadas por el flujo plástico del concreto.

Para el cálculo de deflexiones se deberán emplear los métodos usuales o fórmulas para deformaciones elásticas usando el módulo de elasticidad para el concreto especificado en la sección 2.3 de este manual y el momento de inercia de la sección sin agrietar. El método asume que el concreto no está agrietado, lo que puede ser poco conservador para miembros que tengan un esfuerzo de tensión del concreto relativamente alto como lo permite la Tabla 2.1. Por ello, los miembros diseñados para un esfuerzo de tensión en la zona de tensión precomprimida mayor que $1.6\sqrt{f_c}$ requieren cálculos de deflexiones basados en la sección transformada y agrietada.

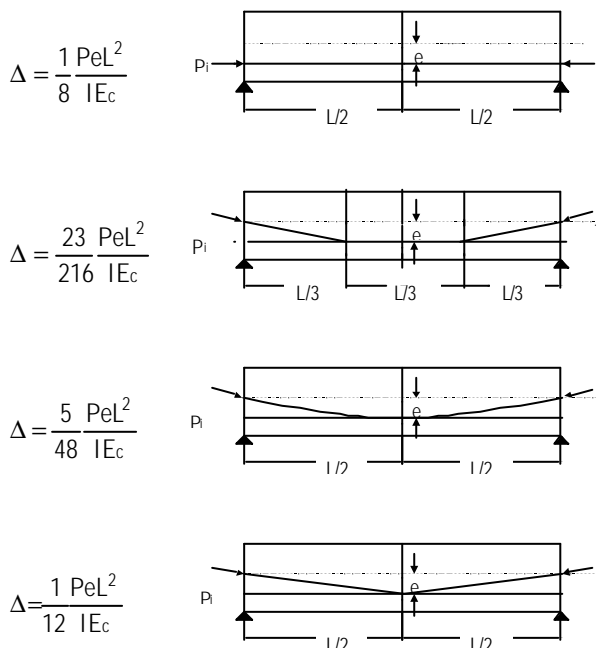


Figura 2.10 Deflexiones al centro del claro para algunos tipos de elementos pretensados simplemente apoyados

DEFLEXIONES INICIALES

La deflexión inicial Δ_i se calcula en la etapa de transferencia como la suma de la deflexión Δ_{pi} debida a la fuerza presforzante inicial incluyendo pérdidas iniciales más la deflexión inmediata Δ_{pp} debida al peso propio que se calcula fácilmente por los métodos convencionales. Δ_{pi} puede hallarse basándose en la variación de la curvatura a lo largo del claro, usando los principios del área de momentos; sin embargo, para los casos comunes, la deflexión al centro del claro Δ_{pi} se puede calcular directamente de las ecuaciones mostradas en la Figura 2.10. Así, la deflexión inicial en la transferencia es

$$\Delta_i = -\Delta_{pi} + \Delta_{pp} \tag{2.5}$$

En general Δ_i será hacia arriba.

DEFLEXIONES FINALES

Las deflexiones diferidas de miembros de concreto presforzado deberán calcularse tomando en cuenta los esfuerzos en el con-

creto y en el acero bajo cargas sostenidas e incluyendo los efectos de flujo plástico y contracción del concreto y relajación del acero.

Estas deflexiones que consideran los efectos de larga duración debidos a la fuerza presforzante después de las pérdidas diferidas, se pueden calcular como la suma de las curvaturas inicial más los cambios debidos a la reducción del presfuerzo y debidos al flujo plástico del concreto. La deflexión final del miembro bajo la acción de P_e , considerando que el flujo plástico ocurre bajo una fuerza presforzante constante e igual al promedio de sus valores inicial y final es

$$\Delta_p = -\Delta_{pf} - \frac{\Delta_{pi} + \Delta_{pf}}{2} C_f \quad 2.6$$

donde C_f es el coeficiente de flujo plástico (ec 2.2).

La deflexión de larga duración debida al peso propio se modifica también por el flujo plástico y puede obtenerse aplicando el coeficiente del flujo plástico al valor instantáneo. De esta forma, la deflexión total del miembro, después de ocurridas las pérdidas y las deformaciones por flujo plástico, cuando actúan el presfuerzo efectivo y el peso propio, está dada por:

$$\Delta_f = -\Delta_{pf} - \frac{\Delta_{pi} + \Delta_{pf}}{2} C_f + \Delta_{pp}(1 + C_f) \quad 2.7$$

La deflexión debida a las cargas sobrepuestas puede agregarse ahora, con el coeficiente por flujo plástico para tomar en cuenta el efecto de larga duración de las cargas muertas sostenidas, para obtener la deflexión neta bajo toda la carga de servicio:

$$\Delta_f = -\Delta_{pf} - \frac{\Delta_{pi} + \Delta_{pf}}{2} C_f + (\Delta_{cm} + \Delta_{pp})(1 + C_f) + \Delta_{cv} \quad 2.8$$

donde Δ_{cm} y Δ_{cv} son las deflexiones inmediatas debidas a las cargas muerta y viva sobrepuestas, respectivamente. Como se aprecia en la ecuación anterior, la carga viva no se afecta por flujo plástico; sin embargo, es común considerar que un porcentaje de dicha carga estará siempre presente en la estructura por lo que esa parte sí deberá afectarse por el coeficiente C_f .

DEFLEXIONES PERMISIBLES

El RCDF establece lo siguiente: el desplazamiento vertical en centímetros en el centro de travesaños en el que se incluyen efectos a largo plazo debe ser menor o igual a

$$\Delta = L / 240 + 0.5 \quad 2.9$$

Además, en miembros en los cuales sus deformaciones afecten a elementos no estructurales, como muros de mampostería, que no sean capaces de soportar estas deformaciones, se considerará como estado límite un desplazamiento vertical, medido después de colocar los elementos no estructurales menor o igual a

$$\Delta = L / 480 + 0.3 \quad 2.10$$

Para elementos en voladizo éstos límites se duplicarán.

2.5.3 Pérdidas de presfuerzo

Como se ha mencionado a lo largo de este capítulo, existen varias razones por las que la fuerza de presfuerzo efectiva que actúa en el elemento es menor que la fuerza aplicada por el gato. Esta reducción de la fuerza efectiva, llamada pérdida, puede llegar a ser mayor al 30 por ciento en los elementos comúnmente empleados. Por ello, estimar las pérdidas asignando un porcentaje como lo permiten las normas vigentes para el Distrito Federal puede resultar en un diseño poco conservador, y las consecuencias se reflejarán a largo plazo una vez que todas las pérdidas se presenten. Subestimar o sobrestimar las pérdidas implica errar en la estimación de los esfuerzos y deformaciones en las distintas etapas de servicio del elemento; sin embargo, para la etapa última cuando se evalúa la resistencia del elemento, las pérdidas no influyen debido a que esta resistencia es función del equilibrio interno de fuerzas y deformaciones.

Las pérdidas totales, Δ_{PT} , están dadas por la suma de las pérdidas iniciales, Δ_{PTi} , más las diferidas, Δ_{PTd}

$$\Delta_{PT} = \Delta_{PTi} + \Delta_{PTd}$$

Las pérdidas más comunes en elementos presforzados son

$$\Delta_{PTi} = \Delta_{FR} + \Delta_{DA} + \Delta_{AE} + \Delta_{DT} + \Delta_{REi}$$

$$\Delta_{PTd} = \Delta_{CC} + \Delta_{FP} + \Delta_{REd}$$

donde: Δ_{FR} = pérdida por fricción

Δ_{DA} = pérdida debida al deslizamiento del anclaje

Δ_{AE} = pérdida debida al acortamiento elástico

Δ_{DT} = pérdida debida al desvío de brones

Δ_{CC} = pérdida debida a la contracción del concreto

Δ_{FP} = pérdida debida al flujo plástico del concreto

Δ_{RE} = pérdida debida a la relajación del acero

PÉRDIDAS INSTANTÁNEAS O INMEDIATAS

Deslizamiento del anclaje. En los miembros postensados la fuerza del gato se libera transfiriéndose al concreto por medio de dispositivos de anclaje. Existe inevitablemente un desliza-

Tabla 2.3 Coeficientes de fricción para cables de postensado

Cables dentro de una camisa metálica inyectada con lechada, formados por	K (1/m)	m (1/rad)
Alambres	0.001 a 0.005	0.15 a 0.25
Barras de alta resistencia	0.0001 a 0.002	0.08 a 0.30
Torones de siete alambres	0.0005 a 0.0065	0.15 a 0.25
Alambre y torones de siete alambres no adheridos	cubiertos con resina	0.0010 a 0.0020
	Preengrasados	0.0003 a 0.0020

miento entre estos dispositivos y el acero de presfuerzo a medida que las cuñas realizan el anclaje mecánico de los tendones, o a medida que se deforma el anclaje. Lo mismo sucede en los elementos pretensados al momento en que la fuerza presforzante se transfiere de los gatos a los anclajes colocados en los muertos, aunque en general esta pérdida se desprecia debido a la eficiencia de los equipos utilizados en pretensado. La pérdida por deslizamiento del anclaje se calculará utilizando la siguiente expresión

$$\Delta DA = e \cdot E = \frac{\delta l}{L} E_{sp} \quad 2.11$$

donde L es la longitud del tendón, E_{sp} el módulo de elasticidad del acero de presfuerzo y δl es el deslizamiento. δl es proporcionado por el fabricante y debe estar claramente especificado, pudiendo variar de 1 a 10 mm. La ecuación 2.11 se basa en la suposición de que el deslizamiento se encuentra uniformemente distribuido a lo largo de la longitud del tendón. Lo anterior puede no suceder en elementos postensados con pérdidas por fricción ya que las pérdidas por deslizamiento se concentrarán en los extremos disminuyendo proporcionalmente con la fricción (Huang T., 1969). Se debe tazar un diagrama de fuerza efectiva como el de la Figura 2.11 y considerar la fuerza efectiva en cada sección como la suma del deslizamiento y la fricción. En caso de no existir fricción, la pérdida por deslizamiento se reflejará a todo lo largo del elemento.

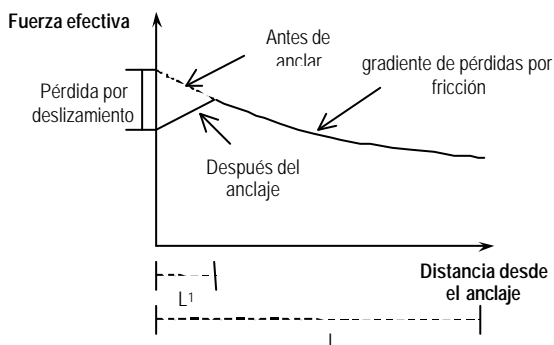


Figura 2.11 Pérdida de la fuerza efectiva de presfuerzo debida al deslizamiento de los anclajes y a la fricción

Fricción. Esta pérdida se presenta sólo en elementos postensados. Durante el proceso de tensado, a medida que el acero se desliza a través del ducto, se desarrolla la resistencia friccionante y la tensión en el extremo anclado es menor que la tensión en el gato. Las pérdidas debido a la fricción entre el tendón de presfuerzo y los ductos deberán tomarse como:

$$\Delta FR = f_{pj} (1 - e^{-(Kx + \mu \alpha)}) \quad 2.12$$

- donde:
- f_{pj} = Esfuerzo en el acero al tensado (kg/cm²)
 - x = Distancia desde el anclaje hasta el punto en consideración (m)
 - K = Coeficiente de fricción secundario o de deformación no intencional (1/m)
 - μ = Coeficiente de fricción primario por curvatura intencional (1/rad)
 - α = Suma total de los valores absolutos del cambio angular de la trayectoria del presfuerzo desde el anclaje hasta el punto en consideración (rad)

La ecuación anterior se basa en considerar a la pérdida total por fricción como la suma de la fricción primaria debida a la curvatura intencional del tendón que está dada por el factor $\mu \alpha$ y por la fricción secundaria debida a la deformación no intencional del ducto dada por Kx . Si la curvatura intencional es nula ($\alpha=0$), no existe pérdida por este concepto; a medida que se suman las distintas curvaturas impuestas al ducto, ésta pérdida aumenta también de valor. Por otro lado, la pérdida no intencional es directamente proporcional a la distancia x ; por ello, cuando las pérdidas por fricción sean muy grandes, se deberá tensar por ambos lados de l elemento. Los valores de los coeficientes de fricción K y μ se muestran en la Tabla 2.3, y deben quedar claramente especificados en los planos.

Desviación de torones. Similar a las pérdidas por fricción en elementos postensados, los mecanismos de desvó de torones, que se utilizan con la finalidad de mejorar el comportamiento del elemento ante cargas de servicio (Figura 2.4), pueden inducir pérdidas significativas en elementos pretensados. El valor de estas pérdidas dependerá de las características de los dispositivos empleados y es responsabilidad del fabricante cuantificar las mismas.

Acortamiento elástico. Cuando la fuerza presforzante se transfiere a un miembro, existirá un acortamiento elástico en el con-

creto debido a la compresión axial. Este puede determinarse fácilmente a partir de la relación esfuerzo-deformación del concreto. Para elementos pretensados, esta pérdida está dada por

$$\Delta AE = \frac{E_{sp}}{E_{ci}} f_{cgp} \quad 2.13$$

donde f_{cgp} es la suma de los esfuerzos en el centro de gravedad de los tendones debidos al peso propio del miembro y a la fuerza de presfuerzo inmediatamente después de la transferencia en las secciones de momento máximo, tomando en cuenta las pérdidas inmediatas que ya se presentaron en el torón como relajación instantánea, fricción, deslizamiento y acortamiento elástico; como esta pérdida aún no se conoce, el PCI permite estimar f_{cgp} con el 90 por ciento del valor obtenido sin haberla tomado en cuenta. E_{ci} es el módulo de elasticidad del concreto en la transferencia considerando f'_{ci} , la resistencia del concreto en ese instante

$$E_{ci} = \frac{\gamma_c^{3/2}}{7.3} \sqrt{f'_{ci}}$$

Para miembros postensados, en caso en que se utilicen tendones múltiples y que éstos se tensen siguiendo una secuencia, las pérdidas se calcularán, según los reglamentos AASHTO, como:

$$\Delta AE = \frac{N-1}{2N} \frac{E_{sp}}{E_{ci}} f_{cgp} \quad 2.14$$

donde N es el número de veces que se tensa, de manera que si se tensan todos los tendones simultáneamente, $N=1$ y por lo tanto $\Delta AE=0$. Cuando N es muy grande el factor $(N-1)/2N$ tiende a $1/2$, por lo que es usual así considerarlo.

Relajación Instantánea. Cuando al acero del presfuerzo se tensa hasta los niveles usuales experimenta relajamiento. El relajamiento se define como la pérdida de esfuerzo en un material esforzado mantenido con longitud constante. Existen dos etapas para el cálculo de esta pérdida: la que corresponde al momento de hacer el tensado, y la que se presenta a lo largo del tiempo. La primera es una pérdida instantánea y en miembros pretensados, inicialmente tensado arriba de $0.5 f_{sr}$, puede tomarse como (AASHTO, LRFD)

$$\Delta RE_i = \frac{\log(t)}{10} \left(\frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0.55 \right) f_{pj} \quad 2.15$$

donde t es el tiempo estimado en horas desde el tensado hasta la transferencia, f_{pj} es el esfuerzo en el tendón al final del tensado y f_{py} es el esfuerzo de fluencia del acero de presfuerzo. Este esfuerzo es proporcionado por el fabricante o puede calcularse como $f_{py}=0.85f_{sr}$, para torones aliviados de esfuerzo

y $f_{py}=0.9f_{sr}$, para torones de baja relajación. Para torones de baja relajación, ΔRE_i debe dividirse entre 4.

PÉRDIDAS DIFERIDAS O A LARGO PLAZO

Contracción. La contracción por secado del concreto provoca una reducción en la deformación del acero del presfuerzo igual a la deformación que produce esa contracción. Lo anterior se refleja en una disminución del esfuerzo en el acero y constituye un componente importante de la pérdida del presfuerzo para todos los tipos de vigas de concreto presforzado. Esta pérdida puede tomarse considerando que la deformación del concreto por este concepto es $\epsilon_c=0.001$ indicado en las NTC-C

$$\Delta CC = \epsilon_c E_p \quad 2.16$$

o aplicando las siguientes expresiones contenidas en el AASHTO estándar (1996)

$$\Delta CC = 1193 - 10.5 H \quad 2.17a$$

$$\Delta CC = 954 - 8.4 H \quad 2.17b$$

donde H es la humedad relativa anual promedio en porcentaje; de no conocerse la humedad del sitio donde se construirá la obra, puede considerarse como lo indica la Tabla 2.4. Las ecuaciones 2.17a y 2.17b son válidas para elementos pretensados y postensados, respectivamente. Para elementos postensados, la pérdida debida a la contracción es menor a la que se presenta en elementos pretensados, debido a que gran parte de la contracción ya se ha presentado antes del momento de postensar.

Tabla 2.4 Porcentaje de humedad, H, según el tipo de clima

Tipo de clima	H (%)
Muy húmedo	90
Humedad intermedia	70
Seco	40

Alternativamente a las ecuaciones 2.16 y 2.17, el manual PCI contiene otra expresión en la que no sólo se toma en cuenta la humedad relativa sino también la relación volumen-superficie del elemento y el valor de deformación del concreto:

$$\Delta CC = 8.2 \times 10^{-6} K_{SH} E_{sp} \left(1 - 0.024 \frac{V}{S} \right) (100 - H) \quad 2.18$$

donde: E_{sp} = Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo
 V/S = Relación volumen sobre superficie
 H = Humedad relativa (%)
 K_{SH} = Para elementos pretensados igual a 1.0, para elementos postensados ver Tabla 2.5

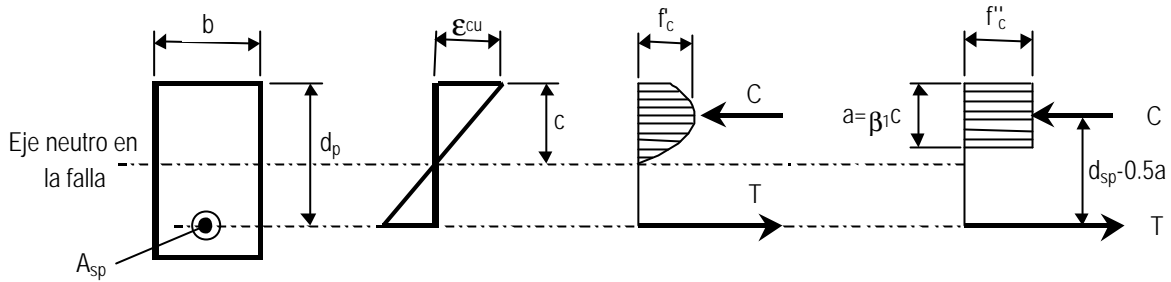


Figura 2.12 Resistencia última de un elemento presfuerzo de sección simple

Tabla 2.5 Valores de K_{SH} para miembros postensados en función del tiempo desde el término del curado hasta la aplicación del presfuerzo

días	1	3	5	7	10	20	30	60
K_{SH}	0.92	0.85	0.80	0.77	0.73	0.64	0.58	0.45

Flujo plástico. Esta pérdida se presenta por la deformación del concreto ante la acción de cargas sostenidas como son la carga muerta y el presfuerzo. El manual AASHTO contiene la siguiente expresión

$$\Delta FP = 12f_{gp} - 7 f_{cds} \geq 0 \quad 2.19a$$

donde f_{gp} es el esfuerzo de compresión neto en el concreto en el centro de gravedad de los tendones inmediatamente después de aplicar el presfuerzo al concreto y f_{cds} es el esfuerzo en la sección a la altura del centro de gravedad de los torones debido a cargas muertas (kg/cm^2) aplicadas después del tensado. Los valores de f_{cds} deberán calcularse en la misma sección o secciones para las cuales f_{gp} es calculada. El comité del ACI-ASCE (PCI, 1994) propone la siguiente expresión para la evaluación de las pérdidas por flujo plástico:

$$\Delta FP = n K_{CR} (f_{gp} - f_{cds}) \quad 2.19b$$

donde: n = relación modular
 $K_{CR} = 2.0$ para concreto normal y 1.60 para ligero

Relajación diferida. Las pérdidas por relajación después de la transferencia pueden tomarse como:

$$\Delta RE_d = 1406 - 0.4 \Delta AE - 0.2 (\Delta CC + \Delta FP) \quad 2.20$$

$$\Delta RE_d = 1406 - 0.3 \Delta FR - 0.4 \Delta AE - 0.2 (\Delta CC + \Delta FP) \quad 2.21$$

Las ecuaciones 2.11 y 2.12 son válidas para pretensados y postensados, respectivamente. Para aceros de baja relajación se deberá usar el 25 por ciento de ΔRE_d .

2.6 RESISTENCIA A FLEXIÓN

La seguridad de un elemento estructural está relacionada con su resistencia. Dicha resistencia no está garantizada por la limitación de los esfuerzos bajo cargas de servicio. Si el elemento tuviera que sobrecargarse, ocurrirían importantes cambios en su comportamiento debido a que los materiales alcanzarían niveles de esfuerzo superior al elástico justo antes de la falla. Así, el factor de seguridad real se establece comparando la resistencia del miembro con la carga última que produciría la falla del mismo.

El comportamiento típico de un elemento estructural es lineal hasta el nivel de la carga de servicio, y las fuerzas que componen el par interno resistente permanecen casi constantes hasta el agrietamiento del concreto en tensión. Después del agrietamiento, sobreviene un incremento súbito en el esfuerzo del acero acompañado por un aumento en el esfuerzo de compresión en el concreto. La capacidad a flexión se alcanza cuando el acero llega a su resistencia última después de haber fluido o cuando, en una falla súbita o frágil, se llega a la capacidad de deformación del concreto.

Hipótesis de diseño

Para calcular la resistencia de un elemento de concreto presfuerzo se consideran las siguientes hipótesis (Figura 2.12):

1. La distribución de deformaciones unitarias longitudinales, ϵ , en cada sección transversal de un elemento es plana.
2. Hay adherencia perfecta entre el concreto y los aceros de presfuerzo y de refuerzo ($\epsilon_c = \epsilon_{sp} = \epsilon_s$).
3. Se desprecia la resistencia del concreto a la tensión.
4. La deformación unitaria del concreto a la compresión cuando se alcanza la resistencia es $\epsilon_{cu} = 0.003$.
5. La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto cuando se alcanza la resistencia es uniforme, con una profundidad $a = \beta_1 c$ (c es la distancia al eje neutro) y un ancho dado por f'_c , el valor de β_1 se determinará de acuerdo a los siguientes términos:

$$\beta_1 = 0.85 \quad \text{si } f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_1 = \left(1.05 - \frac{f'_c}{1400} \right) \quad \text{si } f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 0.8f'_c$$

Índice de Presfuerzo. Con el objeto de simplificar o precisar algunos cálculos dependiendo de la cantidad de acero de presfuerzo y refuerzo que contribuyen a la resistencia del elemento, las NTC-C definen el índice de presfuerzo como:

$$I_p = \frac{M_{Rp}}{M_{Rr} + M_{Rp}} = \frac{A_{sp} f_{sp}}{A_{sp} f_{sp} + A_s f_y} \quad 2.22$$

donde M_{Rp} y M_{Rr} son los momentos resistentes suministrados por el acero presforzado y por el acero de refuerzo, respectivamente. Los límites del índice I_p son 1, cuando es totalmente presforzada, y 0, cuando es totalmente reforzada. Las NTC-C consideran que cuando $I_p \geq 0.9$ el elemento puede considerarse totalmente presforzado. La mayoría de los elementos presforzados comunes tienen índices mayores que 0.9.

Esfuerzo en el presfuerzo al momento de la falla. Para conocer la resistencia del elemento es necesario saber el esfuerzo f_p cuando se alcanza la resistencia de dicho elemento. Por las características esfuerzo-deformación de los tendones, pequeños cambios en la deformación del mismo siempre están ligados con cambios en el esfuerzo, sobre todo cerca de la ruptura (Figura 2.7). Por ello, f_p depende del estado de deformación del acero de presfuerzo.

La manera de calcular f_p es a partir de las hipótesis de diseño y del estado de equilibrio. Este es un proceso iterativo que converge fácilmente y se muestra con detalle en la sección 2.6 (Flexión por compatibilidad de deformaciones) de este manual. Sin embargo, es posible calcular f_p de manera aproximada siempre y cuando no exista acero de presfuerzo en la zona de compresión de la sección. La expresión es:

$$f_{sp} = f_{sr} \left[1 - 0.5 \left(q + q' \right) \right] \quad 2.23$$

en donde f_{sr} es el esfuerzo resistente del acero de presfuerzo y q_p , q y q' corresponden a los aceros de presfuerzo y de refuerzo en tensión y en compresión, respectivamente, dados por

$$q_p = \frac{P_p f_{sr}}{f'_c} ; \quad q = \frac{p f_y}{f'_c} ; \quad q' = \frac{p' f_y}{f'_c} \quad 2.24$$

con las siguientes cuantías de acero

$$p_p = \frac{A_{sp}}{bd_{sp}} ; \quad p = \frac{A_s}{bd} ; \quad p' = \frac{A'_s}{bd} \quad 2.25$$

En donde b es el ancho de la sección rectangular. Cuando existe acero de compresión, la cantidad $(q_p + q + q')$ no se tomará menor que 0.17. Esta limitación se debe a que si la cantidad $(q_p + q + q')$ es muy pequeña el acero de compresión no fluye y la ecuación 2.23 resulta poco conservadora. Si no se toma en cuenta el acero de compresión, la cantidad $(q_p + q + q')$, donde $q' = 0$, sí puede tomar valores más pequeños que 0.17. Otra restricción es que la distancia entre la fibra extrema de compresión y el centroide del acero a compresión, d' , no se supondrá mayor que $0.15 d_p$. Esto se debe a que si d' es grande, la deformación de compresión del refuerzo será menor que la de fluencia; en tal caso, la contribución de este acero no influye tan favorablemente al cálculo de f_p como lo supone la ecuación 2.23.

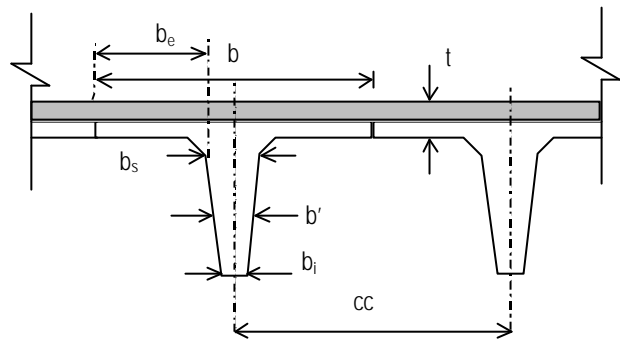


Figura 2.13 Cálculo del ancho efectivo en una sección T

MOMENTO RESISTENTE EN VIGAS RECTANGULARES

En la mayoría de los elementos presforzados típicos, la resistencia está dada por el par interno formado por la fuerza de compresión, C , proporcionada por el concreto y por el acero a compresión, y la fuerza de tensión, T , dada por la suma de la fuerza de los aceros de presfuerzo T_{sp} y de refuerzo T_s . El diseño de elementos presforzados con acero de refuerzo en compresión es poco común, y en general se desprecia la contribución de éste a la resistencia cuando por alguna razón ya existe en esa parte de la sección. En la Figura 2.12 se aprecia que los valores de estas fuerzas y del momento de diseño resistente M_R son:

$$C = a f'_c b \quad 2.26$$

$$T = T_{sp} + T_s \quad 2.27$$

en donde a es el peralte del bloque de compresiones. La fuerza de tensión está dada por los aceros

$$T_{sp} = A_{sp} f_{sp} \quad 2.28$$

$$T_s = A_s f_y \quad 2.29$$

con áreas A_{sp} y A_s para presfuerzo y refuerzo, respectivamente, y f_y es el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo. Una forma de obtener el momento resistente es como sigue:

$$M_R = F_R (T_{sp} Z_{sp} + T_s Z_s) \quad 2.30$$

donde $F_R = 0.9$ es el factor de reducción y

$$Z_{sp} = d_{sp} - a/2 \quad 2.31$$

$$Z_s = d_s - a/2 \quad 2.32$$

son los brazos de palanca de la fuerza de compresión a cada fuerza de tensión. En los diseños comunes, el acero de presfuerzo A_{sp} es conocido ya que es el necesario para que el elemento tenga un comportamiento satisfactorio en su etapa de servicio. En cambio, A_s , solo se proporcionará en caso de que se requiera incrementar M_R . Por equilibrio se obtiene que

$$T = C \quad 2.33$$

$$A_s f_y + A_{sp} f_{sp} = a f'_c b \quad 2.34$$

de donde

$$a = \frac{A_{sp} f_{sp} + A_s f_y}{b f'_c} \quad 2.35$$

Por último se obtiene M_R y se compara con el momento último, M_U , dado por

$$M_U = FC M_s \quad 2.36$$

en donde M_s el momento de servicio y FC el factor de carga; $FC=1.4$ cuando se trata de cargas vivas y permanentes e igual a 1.1 en caso de combinación con cargas accidentales. No es correcto utilizar factores de carga de otros reglamentos ya que esto puede conducir a diseños erróneos. Cada reglamento o manual es consistente en sus consideraciones de carga y resistencia, pero no son necesariamente compatibles con otros.

Finalmente se debe garantizar que el momento resistente de la sección sea mayor o igual que el momento último:

$$M_R \geq M_U \quad 2.37$$

Secciones compuestas. Para el cálculo del M_R de elementos presforzados con sección compuesta, deberá considerarse en los cálculos el f'_c del concreto del firme ya que allí es donde se encuentra la fuerza de compresión. Este f'_c debe tomarse en

cuenta, inclusive, para el cálculo de f_{sp} . En caso de que la altura "a" sea mayor que el espesor del firme, se procederá considerando dos fuerzas de compresión: una conocida, C_1 , y otra por conocer, C_2 :

$$C_1 = b t_{\text{firme}} f'_c \text{ firme} \quad 2.38$$

$$C_2 = (a - t_{\text{firme}}) b f'_c \text{ trabe} \quad 2.39$$

Para obtener el peralte del bloque de compresiones encontramos la fuerza de tensión T_1 correspondiente a C_1

$$T_1 = C_1 \quad 2.40$$

$$A_{sp1} f_{sp} = b t_{\text{firme}} f'_c \text{ firme} \quad 2.41$$

donde A_{sp1} es el área del acero de presfuerzo que equilibra la fuerza de compresión C_1 que actúa en el firme. El resto del acero de presfuerzo A_{sp2} y el acero de refuerzo A_s , si existe, sumarán una fuerza T_2 que será igual a la fuerza de compresión en el patín de la trabe

$$T_2 = C_2 \quad 2.42$$

$$A_{sp2} f_{sp} + A_s f_y = (a - t_{\text{firme}}) b f'_c \text{ trabe} \quad 2.43$$

Despejando "a" de la ecuación anterior tenemos

$$a = t_{\text{firme}} + \frac{A_{sp2} f_{sp} + A_s f_y}{b f'_c \text{ trabe}} \quad 2.44$$

El M_R estará dado por

$$M_R = F_R \left[T_1 \left(d_{sp} - \frac{t_{\text{firme}}}{2} \right) + T_2 \left(d_{sp} - t_{\text{firme}} - \left(\frac{a - t_{\text{firme}}}{2} \right) \right) \right] \quad 2.45$$

MOMENTO RESISTENTE EN SECCIONES T

Un alto porcentaje de las secciones de los elementos presforzados son T o similares. Debido a que el bloque de compresión se encuentra en el patín de la sección T, se debe considerar que la sección trabaja como rectangular con un ancho b_e . Este ancho, según las NTC-C, está dado para cada lado del alma del elemento por la mitad de esta alma, $b/2$, más la menor de las siguientes cantidades:

$$b_e \leq \left[\begin{array}{l} \frac{L}{8} - \frac{b'}{2} \\ \frac{c-c'}{2} - \frac{b'}{2} \\ 8t \end{array} \right] \quad 2.46$$

en donde L es el claro del elemento y cc es la distancia de un alma a la otra (Figura 2.13). El ancho b' puede tomarse como el promedio del ancho superior, b_s , y el ancho inferior, b_i .

Una sección T trabajará como sección rectangular si la altura del bloque de compresiones, "a", es menor que el espesor total del patín de la sección compuesta, t , que incluye el firme y el patín del elemento presforzado (Figura 2.13). En la mayoría de los casos prácticos las secciones T trabajan como rectangulares y el M_R deberá obtenerse como se indicó en la sección anterior. Sin embargo, cuando la profundidad del bloque equivalente, "a", sobrepase el espesor del patín de la sección, la viga trabaja como T y no como rectangular, por lo que el momento resistente podrá obtenerse de la siguiente manera.

Por comodidad, podemos establecer que la fuerza total de compresión en el concreto estará dada por la suma de la fuerza en el patín, C_1 , más otra fuerza que se genera en el alma, C_2 , dadas por:

$$C_1 = (b - b') t f'_c \quad 2.47$$

$$C_2 = a b' f'_c \quad 2.48$$

En las ecuaciones anteriores C_1 es conocido, por lo que encontramos la parte de la fuerza total de tensión correspondiente a C_1 , T_{sp1} , y el resto de la fuerza de tensión T_{sp2} será igual a C_2

$$T_{sp1} = A_{sp1} f_{sp} \quad 2.49$$

$$T_{sp2} = A_{sp2} f_{sp} \quad 2.50$$

$$T = T_{sp1} + T_{sp2} \quad 2.51$$

$$C_1 = T_{sp1} \quad 2.52$$

$$C_2 = T_{sp2} \quad 2.53$$

$$T_{sp2} = a b' f'_c \quad 2.54$$

De donde obtenemos el valor de "a"

$$a = A_{sp2} f_{sp} / b' f'_c \quad 2.55$$

$$a = \frac{(A_{sp} - A_{sp1}) f_{sp}}{b' f'_c} \quad 2.56$$

y finalmente el momento resistente vale

$$M_R = F_R \left[T_{sp1} \left(d_{sp} - \frac{t}{2} \right) + T_{sp2} \left(d_{sp} - \frac{a}{2} \right) \right] \quad 2.57$$

FLEXIÓN POR COMPATIBILIDAD DE DEFORMACIONES

En la Figura 2.14 se muestran las deformaciones y los esfuerzos en el concreto y en el acero bajo tres distintos niveles de carga. La distribución de deformaciones (1) de la Figura 2.14 es el resultado de la aplicación de la fuerza efectiva de presfuerzo, P , actuando sola y después de que ocurren todas las pérdidas. En este nivel de carga la deformación en el acero es

$$\epsilon_1 = \frac{P}{A_{sp} E_{sp}} = \frac{f_{pe}}{E_{sp}} \quad 2.58$$

En la Figura 2.14 se muestra esquemáticamente esta deformación con respecto a su estado inicial.

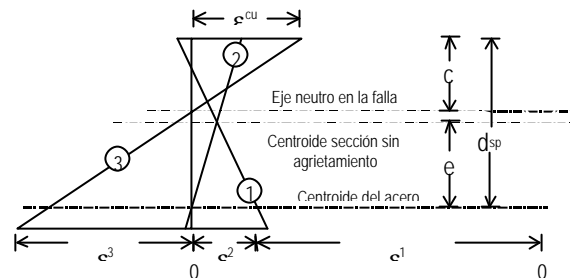


Figura 2.14 Deformaciones en el concreto y en el acero

El siguiente nivel de carga a considerar es un estado intermedio (2) correspondiente a la descompresión o esfuerzos nulos de la sección al nivel del centroide del acero, aunque el torón se encuentra en tensión. Se supone que la adherencia permanece intacta entre el concreto y el acero. En este estado la suma de las deformaciones y esfuerzos provocados por el presfuerzo son iguales a las deformaciones y esfuerzos provocados por las cargas.

$$f_{centroide} = 0 = f_{presfuerzo} - f_{cargas}$$

$$\epsilon_2 = \epsilon_{presfuerzo} = \epsilon_{cargas}$$

Por lo tanto, el incremento de la deformación en el acero producido a medida que las cargas pasan del nivel (1) al nivel (2) es el mismo que la disminución en la deformación del concreto en la sección provocado por las cargas. Esta deformación está dada por la expresión

$$\epsilon_2 = \frac{P}{A_c E_c} + \frac{P e^2}{I E_c} \quad 2.59$$

Cuando el miembro se sobrecarga hasta el nivel de falla (3), el eje neutro se desplaza hasta una distancia c a partir de la fibra superior de la sección. El incremento en la deformación se obtiene gráficamente de la Figura 2.14 como:

$$\epsilon_3 = \epsilon_{cu} \left(\frac{d_{sp} - c}{c} \right) \quad 2.60$$

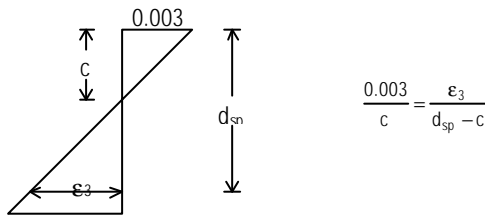
La deformación total del acero en la falla ϵ_{sp} es la suma de las tres deformaciones mencionadas

$$\epsilon_{sp} = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3$$

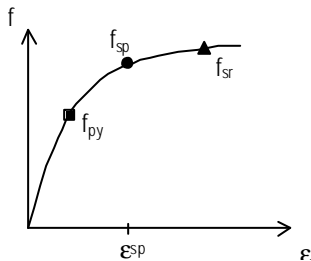
y el correspondiente esfuerzo f_p se obtiene directamente de la gráfica esfuerzo-deformación proporcionada por el fabricante, como la mostrada en la Figura 2.7.

A continuación se indica el método de compatibilidad de deformaciones para obtener el esfuerzo f_p .

- a) Se acepta que $\epsilon_{cu}=0.003$ y se supone un valor de c para obtener ϵ_3



- b) Se obtienen las deformaciones ϵ_1 y ϵ_2 según se mostró en las ecuaciones 2.58 y 2.59
 c) Se suman las deformaciones para obtener ϵ_{sp} y de la gráfica esfuerzo-deformación se obtiene f_p



- d) Se obtienen $T_{sp} = A_{sp} f_{sp}$ y $C = \beta_1 c b f'_c$, y se compara T_{sp} con C . Si $C > T_{sp}$, se reduce c , si $C < T_{sp}$, se aumenta c , y se acepta si $C \cong T_{sp}$.

Esta forma de proceder no es única y pueden existir variantes, pero en todas ellas se supone conocida una variable y se trata de establecer el equilibrio mediante iteraciones. Generalmente son necesarias únicamente dos de ellas.

REVISIÓN POR ACERO MÍNIMO

En todo elemento se deberá garantizar que la resistencia última a flexión se presente después del agrietamiento. Para ello se deberá de proveer presfuerzo o refuerzo suficiente a tensión y así obtener un momento resistente mayor que el momento de agrietamiento

$$M_R \geq (1.5 - 0.3 I_p) M_{agr} \quad 2.61$$

Dependiendo del índice de presfuerzo, I_p , el factor entre paréntesis de la ecuación anterior tiene como límites 1.5, para elementos sin presfuerzo, y 1.2, para elementos totalmente presfuerzados.

Para evaluar M_{agr} se usará el módulo de ruptura no reducido, f_r :

$$f_r = 2\sqrt{f'_c} \quad 2.62$$

La suma de esfuerzos en la fibra en tensión es:

$$\frac{M_{agr}}{I} y_i - \frac{P e}{I} y_i - \frac{P}{A} = 2\sqrt{f'_c} \quad 2.63$$

por lo tanto,

$$M_{agr} = \frac{I}{y_i} \left[\frac{P e}{I} y_i + \frac{P}{A} + 2\sqrt{f'_c} \right] \quad 2.64$$

Para secciones compuestas el momento de agrietamiento se obtendrá como la suma de un momento M_1 debido al peso propio del elemento y al firme que actúan en la sección simple, más un momento M_w que causa dicho agrietamiento

$$M_{agr} = M_1 + M_2 \quad 2.65$$

$$M_1 = M_{popo} + M_{firme} \quad 2.66$$

$$M_2 = \frac{I_{sc}}{y_{isc}} \left[\frac{P e}{I} y_i + \frac{P}{A} + 2\sqrt{f'_c} - \frac{M_1}{I} y_i \right] \quad 2.67$$

REVISIÓN POR ACERO MÁXIMO

El diseñador debe garantizar que el elemento presentará una falla dúctil. Para ello, debe revisar que la deformación en los aceros sea al menos 33 por ciento mayor que la deformación de fluencia:

$$\epsilon_{sp} \geq 1.33 \epsilon_{sy} \quad 2.68$$

El valor de ϵ_{sp} debe incluir la deformación inicial del presfuerzo según se mostró en la sección de Flexión por Compatibilidad de Deformaciones.

La deformación de fluencia ϵ_{sy} se debe obtener del fabricante o como se indicó en la sección de Materiales de este capítulo.

2.7 CORTANTE

Los elementos de concreto presfuerzo generalmente poseen refuerzo para resistir cortante. Esto es con la finalidad de asegurar que la falla por flexión, que puede predecirse con mayor certidumbre y está anticipada por agrietamientos y grandes deflexiones, ocurrirá antes que la falla por cortante que es súbita y más difícil de predecir.

En el análisis de cortante por flexión no deben compararse los esfuerzos actuantes contra los permisibles ya que los primeros siempre serán mucho más pequeños que la resistencia del concreto. La falla por cortante que el ingeniero debe evitar es la debida al esfuerzo de tensión diagonal en el concreto producido por el esfuerzo cortante actuando solo o en combinación con los esfuerzos normales longitudinales.

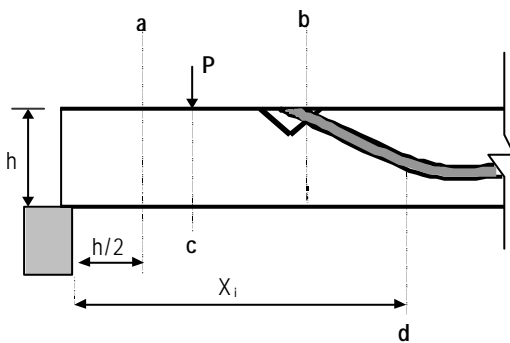


Figura 2.15 Secciones donde se debe revisar por cortante

TIPOS DE GRIETAS

Un elemento de concreto puede agrietarse de varias formas. Las grietas por flexión-cortante se presentan después de que han ocurrido las grietas debidas a flexión que se extienden verticalmente partiendo desde la fibra con mayor tensión. Cuando se presenta una combinación crítica de esfuerzos de flexión y cortante, la grieta toma una dirección inclinada. Si no se proporciona suficiente refuerzo en el alma dicha grieta producirá una falla por compresión-cortante, en la cual la fuerza de compresión resistente en el concreto se ve disminuida por la pre-

sencia de la grieta diagonal. La grieta por cortante puede ocurrir cerca de los apoyos en vigas altamente presfuerzadas con almas relativamente delgadas. Este tipo de grietas se inicia en el alma, sin previo agrietamiento por flexión, cuando la tensión principal en el elemento iguala a la resistencia de tensión del concreto. Este tipo de peligro en el alma conduce a la formación súbita de una gran grieta inclinada, y si no se encuentra refuerzo en el alma, conducirá a la falla de la viga que puede ser de tres maneras:

1. En vigas I, separación del patín en tensión del alma
2. Aplastamiento del alma por la compresión que actúa paralelamente a la grieta diagonal
3. En vigas T, agrietamiento por tensión que separa el patín en compresión del alma

Las grietas debidas a tensión diagonal que se presentan en elementos presfuerzados son más inclinadas que en elementos sin presfuerzo. Por ello, ante el mismo refuerzo dado por estribos verticales, esa grieta atravesará más estribos lo que incrementa la eficiencia de los mismos. Esto se refleja en los reglamentos en donde, en general, se permite una separación de estribos mayor para elementos presfuerzados.

Adicionalmente a lo anterior, en elementos con torones desviados, el componente vertical de la fuerza de presfuerzo, V_{py} , es equivalente a una fuerza cortante negativa que se contrarresta directamente con la fuerza cortante actuante, V_{cargas} . Así, la fuerza cortante neta que actúa en la viga vale

$$V_{neta} = V_{cargas} - V_{py} \quad 2.69$$

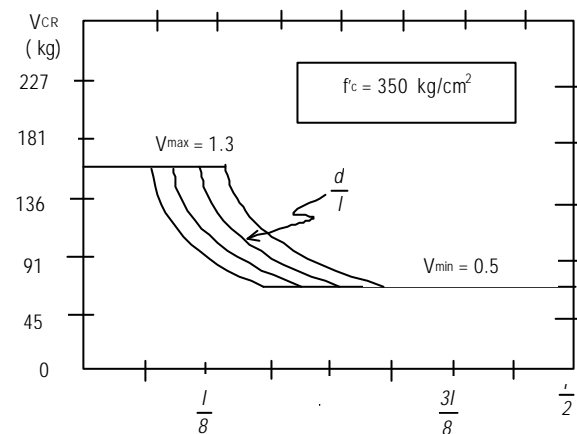


Figura 2.16 Límites del cortante resistente del concreto, V_{CR}

En un elemento presfuerzo se debe revisar el cortante al menos en las siguientes secciones, ilustradas en la Figura 2.15

- a) A $h/2$ del paño

- b) Donde terminan los cables y en desvío de tonos
- c) En lugares donde existan cargas concentradas
- d) En diferentes longitudes de la trabe, como L/4, L/8, para lograr tener separaciones de estribos que sigan mejor el diagrama de cortante

$$bd = b'd + \frac{t^2}{2} \quad \text{en vigas L} \quad 2.73$$

En la Figura 2.17 se muestra el valor de b' para algunas secciones tipo.

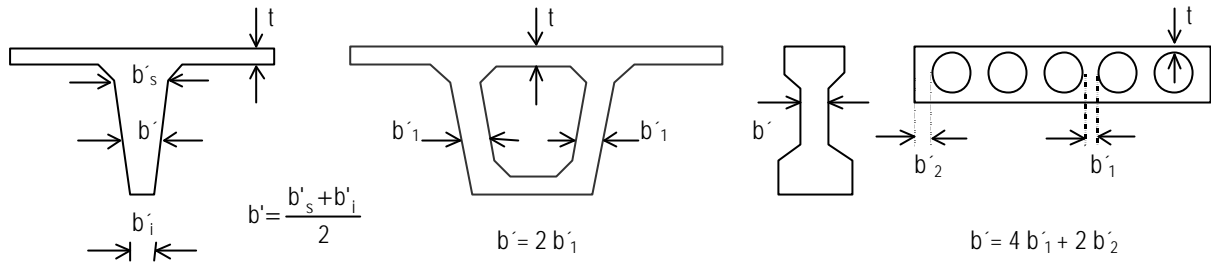


Figura 2.17 Algunas secciones de elementos presfuerzoados tipo en donde se indica el ancho para cortante, b' , y el espesor del patín, t

OBTENCIÓN DEL CORTANTE RESISTENTE

En secciones con presfuerzo total donde al menos el 40 por ciento de la resistencia está dada por el presfuerzo ($I_p > 0.4$), los tendones estén bien adheridos y no estén situados en la zona de transferencia, es decir, que se ubiquen donde se ha alcanzado el esfuerzo efectivo, la fuerza V_{CR} se calculará con la expresión:

$$V_{CR} = F_R b d \left(0.15 \sqrt{f_c^*} + 50 \frac{V d_p}{M} \right) \quad 2.70$$

$$F_{rad} = (1 - 0.0004(h - 700)), \quad 0.8 \leq F_R \leq 1.0$$

en donde $F_R = 0.8$, M y V son el momento flexionante y la fuerza cortante que actúan en la sección, d es el peralte efectivo dado por la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de los tendones de presfuerzo situados en las fibras en tensión, sin que tenga que tomarse menor que 0.8 veces el peralte total y d_p es la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de todos los tendones de presfuerzo, incluyendo, si existen, los que no se encuentren en la zona de tensión; d_p debe ser menor o igual que d . V_{CR} debe estar dentro de los siguientes límites (Figura 2.16):

$$0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \leq V_{CR} \leq 1.3 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad 2.71$$

En vigas que no sean rectangulares, si el patín está a compresión el producto bd puede tomarse como:

$$bd = b'd + t^2 \quad \text{en vigas T, I} \quad 2.72$$

Aunque así se obtuviera de los cálculos, la cantidad $V d_p / M$ de la ec. 2.70 no debe considerarse mayor que 1.0. El peralte efectivo, d , se calculará con la siguiente expresión:

$$d = \frac{A_{sp} f_{sp} d_p + A_s f_y d_s}{A_{sp} f_{sp} + A_s f_y} \quad 2.74$$

En secciones donde el acero de presfuerzo brinde menos del 40 por ciento de la resistencia y donde los tendones no estén adheridos o situados en la zona de transferencia, se aplicarán las siguientes ecuaciones correspondientes a secciones sin presfuerzo.

para $L/h \geq 5$

$$\text{si } \rho < 0.015 \quad V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20 \rho) \sqrt{f_c} \quad 2.75$$

$$\text{si } \rho \geq 0.015 \quad V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c} \quad 2.76$$

La ecuación 2.70 es fácil de emplear pero puede dar resultados muy conservadores para algunos tipos de elementos. Para cálculos más precisos, el valor de V_{CR} debe tomarse como el menor de los valores de V_{ci} y V_{cw} determinados para un agrietamiento por flexión-cortante y para un agrietamiento por cortante en el alma, respectivamente. V_{ci} se calcula como:

$$V_{ci} = F_R 0.16 b d \sqrt{f_c^*} + V_{pp} + \frac{V_{sc} M_{agr}}{M_{sc}} \quad 2.77$$

donde V_{pp} es el cortante debido al peso propio del miembro y al peso de la sección compuesta. V_{sc} y M_{sc} son, respectivamente, el cortante y momento en la sección considerada, provenientes de

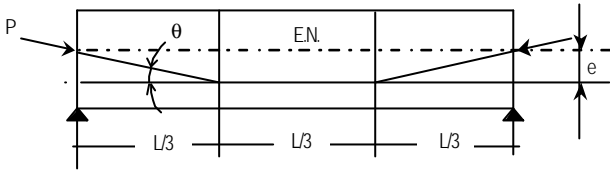


Figura 2.18 Contribución de torones desviados y con curvatura a la fuerza cortante resistente

las cargas muerta y viva sobrepuestas (sin incluir ni peso propio ni firme). V_{pp} , V_{sc} y M_{sc} deben calcularse sin factores de carga y M_{agr} es el momento que produce el agrietamiento por flexión. V_d no debe tomarse menor que $0.45 b d f_c$.

El cortante que toma el concreto considerando un agrietamiento por cortante en el alma está dado por:

$$V_{cw} = F_R b d \left(0.93 \sqrt{f_c'} + 0.02 f_{cc} \right) + V_p \quad 2.78$$

donde V_p es el componente vertical de la fuerza presforzante efectiva en la sección sin factor de carga y tomando en cuenta la longitud de adherencia y f_c es el esfuerzo de compresión en el centroide del concreto debido a la fuerza presforzante efectiva. De la Figura 2.18 se aprecia que V_p se obtiene como:

$$V_p = P e \sin \theta \quad 2.79$$

donde θ es el ángulo de inclinación de la línea centroidal del tendón en la sección.

Como alternativa V_{cw} puede calcularse como la fuerza cortante que corresponde a la carga muerta más la carga viva, que resulta en un esfuerzo de tensión principal de $1.06 \sqrt{f_c'}$ en el centroide del miembro o en la intersección del patín y el alma cuando el eje centroidal está en el patín. Esto es porque el cálculo de V_{cw} está basado en asumir que el agrietamiento por cortante en el alma ocurre debido a fuerzas cortantes que causan esfuerzos principales de tensión alrededor de $1.06 \sqrt{f_c'}$ en el centroide de la sección.

En ningún caso se admitirá que:

$$V_U = F_R 2.5 b d \sqrt{f_c'} \quad 2.80$$

En esta ecuación, d es la profundidad hasta el centroide de los tendones de presfuerzo y no se aplica el límite inferior de $0.8h$ mencionado en otra sección de este capítulo.

REFUERZO POR TENSIÓN DIAGONAL, V_s

Se deberá disponer de un área mínima de refuerzo por cortante en todos los miembros de concreto reforzados por flexión

donde la fuerza factorizada de cortante V_U exceda la mitad de la resistencia al cortante disponible del concreto V_{CR} , excepto:

1. Losas y zapatas
2. Construcción de viguetas de concreto
3. Vigas con peralte total no mayor de 25 cm, $2\frac{1}{2}$ veces el espesor del patín, o $\frac{1}{2}$ al ancho del alma, cualquiera que sea el mayor

Las losas, zapatas y viguetas están excluidas de los requisitos de refuerzo mínimo por cortante debido a que hay la posibilidad de distribuir las cargas entre áreas débiles y fuertes.

Se permitirá omitir los requisitos de refuerzo mínimo por cortante si se demuestra mediante pruebas que la resistencia nominal por flexión y cortante se puede desarrollar cuando no se coloca el refuerzo por cortante. Tales pruebas deberán simular los efectos de asentamientos diferenciales, flujo plástico, contracción y cambios por temperatura, basados en una estimación realista de tales efectos que ocurran en servicio.

Donde se requiera refuerzo por cortante y donde la torsión pueda ser ignorada, el área mínima de refuerzo por cortante para miembros presforzados y no presforzados deberá calcularse por medio de:

$$A_{v \min} = \frac{0.25 \sqrt{f_c'} b s}{f_y} \quad 2.81$$

donde b y s están en centímetros y A_v en cm^2 .

Para miembros presforzados con una fuerza efectiva de presfuerzo no menor que 40 por ciento de la resistencia a la tensión del refuerzo por flexión, el área del refuerzo por cortante no será menor que la menor A_v de las ecuaciones 2.81 y 2.82

$$A_{v \min} = \frac{A_{sp} f_{sr} s \sqrt{bd}}{5.6 f_y d} \quad 2.82$$

La diferencia de V_{CR} y V_U podrá ser tomada con estribos, los cuales se ubicarán perpendicularmente al eje de la pieza, deberán ser de acero de refuerzo de grado no mayor que el 42 (4200 kg/cm^2) y diámetro mayor o igual al número 2, o por malla de alambre electrosoldado cuyo esfuerzo de fluencia no se tomará mayor que 5600 kg/cm^2 .

Los estribos estarán perfectamente anclados en ambos extremos para desarrollar la resistencia del acero y se colocarán hasta una distancia de un peralte efectivo, d , a partir de la sección en estudio. La separación de los estribos que forman el refuerzo mínimo en vigas totalmente presforzadas será de $0.75h$. Cuando $V_s > 1.06 b d \sqrt{f_c}$, los valores anteriores deben reducirse a la mitad. Por otro lado, V_s nunca debe tomarse mayor que $2.12 b d \sqrt{f_c}$.

Tabla 2.6 Recubrimientos mínimos para elementos de concreto prefabricado y presfuerzo

Elemento	No expuesto a clima ni en contacto con el terreno	Expuesto a clima o en contacto con el terreno
columnas y trabes	2.0 cm	4.0 cm, 2.0 cm con plantilla
losas	1.5 cm	4.0 cm, 2.0 cm con plantilla
cascarones	1.5 cm	4.0 cm, 2.0 cm con plantilla
paquetes de barras	1.5 ϕ_b pero no menor que 2.0 cm	3 ϕ_b pero no menor que 4.0 cm
elementos prefabricados (sin presfuerzo)	1.5 cm, ó ϕ_b	3 cm, 2 ϕ ó 2 ϕ_b
losas y cascarones prefabricados	1.0 cm	2.0 cm ó 2 ϕ_b
colados sobre el terreno incluyendo plantilla	—	5.0 cm

Tabla 2.7 Separación libre entre tendones en los extremos del elemento

Tipo de presfuerzo		Separación libre (s)
tendones de pretensado	alambres	4 ϕ_b ó 1.5 TMA
	torones	3 ϕ_b ó 1.5 TMA
ductos de postensado	individuales	4.0 cm ó 1.5 TMA
	paquetes	10.0 cm

Cuando $V_U > V_{CR}$, se requerirá refuerzo por tensión diagonal. La separación de estribos, s , en centímetros debe ser:

$$5 \text{ cm} \leq s \leq 0.75h$$

donde h es el peralte total de la pieza y

$$s = \frac{F_R A_w f_y d (\sin\theta + \cos\theta)}{V_U - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_w f_y}{3.5b} \quad 2.83$$

donde A_w es el área transversal del refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia s , en cm^2 ; f_y es el esfuerzo de fluencia del acero en kg/cm^2 ; V_U es la fuerza cortante de diseño en kg ; V_{CR} es la fuerza cortante de diseño que toma el concreto en kg , b es el ancho de la sección transversal rectangular o ancho del patín a compresión en vigas T, I o L en cm , θ es el ángulo que dicho refuerzo forma con el plano del elemento y d es el peralte efectivo (distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra extrema en compresión), en cm . Para secciones circulares se sustituirá d por el diámetro de la sección.

En resumen, para vigas con presfuerzo total se deberá cumplir con los siguientes requisitos tanto para la separación de estribos, así como para el cálculo de V_{CR} :

- a) $s > 5 \text{ cm}$
- b) Si $V_U > V_{CR}$, pero $V_U \leq 1.5F_R b d \sqrt{f_c} \Rightarrow s \leq 0.75h$
- c) Si $V_U > 1.5F_R b d \sqrt{f_c} \Rightarrow s \leq 0.37h$

- d) V_U no deberá ser mayor que $2.5F_R b d \sqrt{f_c}$

REQUISITOS COMPLEMENTARIOS

2.8.1 Recubrimiento

El recubrimiento libre de toda barra de refuerzo, tendón de presfuerzo, ductos o conexiones en los extremos no será menor que su diámetro, ϕ , ni menor que cualquiera de los valores señalados en la Tabla 2.6; en esta tabla, ϕ_b es el diámetro de la barra más gruesa del paquete.

Para elementos de concreto presfuerzo expuesto al terreno, clima o ambientes corrosivos, y en el cual se exceda el esfuerzo permisible de la fibra extrema en tensión ($1.6 \sqrt{f_c}$) en la zona de tensión precomprimada, el recubrimiento mínimo deberá incrementarse 50 por ciento. En localidades donde los miembros están expuestos a agua salada, rocío o vapor químico, se deberá proveer a juicio del diseñador un recubrimiento adicional de al menos 50 por ciento. En la Figura 2.19 se muestra esquemáticamente el recubrimiento mínimo.

2.8.2 Separación entre tendones

La separación libre entre tendones de pretensado en los extremos de los elementos (Tabla 2.7) no debe ser menor que $4\phi_b$ ó 1.5 veces el Tamaño Máximo del Agregado (TMA) para alambres, ni que $3\phi_b$ ó 1.5 veces TMA para torones. En ambos ca-

En la zona central del claro, se permite una separación vertical menor y hacer paquetes de tendones, conservando una separación libre entre paquetes de 2.5 cm ó 1.33 TMA. En la Figura 2.19 se muestra esquemáticamente esta separación. Para ductos de postensado, se permite hacer paquetes si se demuestra que el concreto puede colocarse satisfactoriamente.

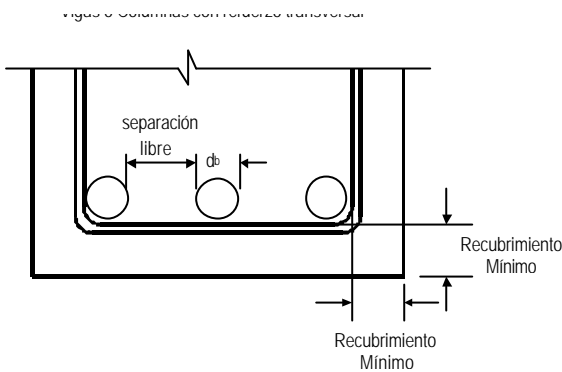


Figura 2.19 Recubrimiento y separación libre de varillas y torones

2.8.3 Anclaje del acero y longitud de desarrollo

En elementos pretensados, los torones de tres o siete alambres deben estar adheridos más allá de la sección crítica en una longitud de desarrollo, L_d , no menor que la requerida para desarrollar el esfuerzo de los torones. L_d se puede determinar por medio de la suma de las longitudes de adherencia, L_{ad} , más la longitud de desarrollo adicional para que se llegue al esfuerzo máximo

$$L_d \geq 0.014 (L_{ad} + L_{des}) \quad 2.84$$

$$L_d \geq 0.014 \left(\left(\frac{f_{se}}{3} \right) d_b + (f_{sp} - f_{se}) d_b \right) \quad 2.85$$

donde: f_{sp} = esfuerzo del torón cuando se alcanza la resistencia de la sección
 f_{se} = esfuerzo efectivo después de pérdidas
 d_b = diámetro nominal del torón

En la Figura 2.20 se aprecia esquemáticamente L_{ad} y L_{des} .

Esta revisión puede limitarse a las secciones más próximas a la zona de adherencia del presfuerzo y en las cuales sea necesario que se desarrolle la resistencia de diseño. Donde los torones no estén adheridos hasta el extremo del elemento y en condiciones de servicio ocurra tensión en la zona de tensión precomprimida, deberá usarse $2L_d$.

La longitud de desarrollo de alambres lisos de presfuerzo se supondrá de 100 diámetros.

2.8.4 Refuerzo adicional en las paredes de las vigas

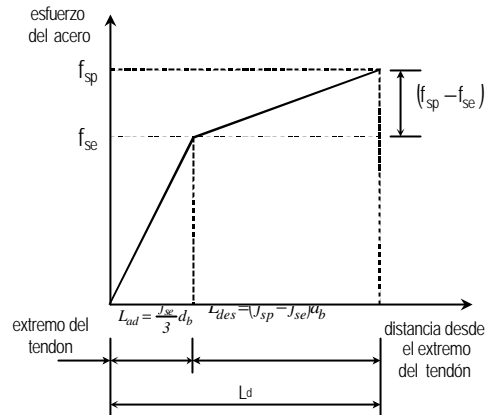


Figura 2.20 Variación del esfuerzo del torón con respecto a la longitud de desarrollo

Cuando el peralte de la viga rebase 75 cm debe proporcionarse refuerzo longitudinal por cambios volumétricos. Las NTC-C especifican que en toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural sea mayor que 1.50 m, el área de refuerzo que se suministre no será menor que:

$$a_s = \frac{660X_1}{f_y(X_1 + 100)} \quad 2.86$$

donde a_s (cm²/cm) es el área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera por unidad de ancho de la pieza. El ancho mencionado se mide perpendicularmente a dicha dirección y a X_1 , en cm, que es la dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo.

Si X_1 no excede de 15 cm, el refuerzo puede colocarse en una sola capa. Si X_1 es mayor que 15 cm, el refuerzo se colocará en dos capas próximas a las caras del elemento.

En elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie o en contacto con el terreno, el refuerzo no será menor de $1.5 a_s$.

Por sencillez, en vez de emplear la ecuación 2.86 puede suministrarse un refuerzo mínimo de 0.2 por ciento en elementos estructurales protegidos de la intemperie, y 0.3 por ciento en los expuestos a ella, o que estén en contacto con el terreno.

La separación del refuerzo por cambios volumétricos no excederá de 50 cm ni de $3.5 X_1$.

En casos de contracción pronunciada debe aumentarse la cantidad de acero no menos de 1.5 veces la antes prescrita, o tomarse otras precauciones de manera que se eviten agrietamientos excesivos. También, se hará lo anterior cuando sea particularmente importante el buen aspecto de la superficie del concreto.

Puede prescindirse del refuerzo por cambios volumétricos en elementos donde desde el punto de vista de resistencia y aspecto se justifique.

2.8.5 Revisión del izaje

En algunas ocasiones las condiciones de izaje y transporte pueden ser críticas. Debe tenerse especial cuidado en mantener al elemento sin falla en todas sus etapas.

En general, los ganchos para izaje estarán hechos de acero de presfuerzo de desperdicio, y el área de acero será la necesaria para cargar el peso propio del elemento con un factor de seguridad mayor o igual a 4.0. En los planos debe quedar perfectamente indicada la posición de estos ganchos. Cuando así se requiera se podrán dejar volados los extremos del elemento siempre y cuando se diseñe de acuerdo con las especificaciones contenidas en las distintas secciones de este manual. Cuando por el peso del elemento se requieran varios torones para formar el gancho, es conveniente forrarlos con ductos metálicos flexibles para evitar concentraciones de esfuerzos y fallas en cadena.

2.8.6 Columnas pretensadas

Cada vez es más frecuente el uso de columnas prefabricadas para edificios de altura intermedia por sus ventajas en términos de calidad y rapidez de construcción. El estudio de las conexiones tanto con la cimentación como con otros elementos de la estructura se analiza en otros capítulos de este manual.

El hecho de pretensar una columna con presfuerzo le dará grandes ventajas para el manejo de la misma. Sin embargo, este presfuerzo le restará capacidad de compresión aunque aumentará ligeramente su capacidad de resistir momentos. De aquí se concluye que el uso de columnas presforzadas solo es

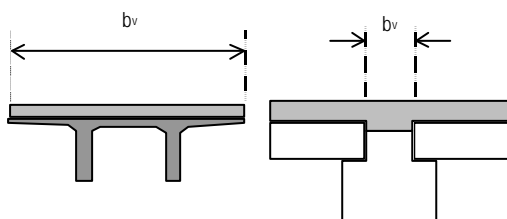


Figura 2.21 Ancho de contacto entre el elemento prefabricado y la losa colada en sitio

conveniente cuando las cargas verticales no sean muy grandes y la columna estará sujeta a momentos importantes.

2.8.7 Contacto entre el elemento y la sección compuesta

Una viga de sección compuesta está formada por la combinación de un elemento de concreto prefabricado y concreto colado en el lugar. Las partes integrantes deben estar interconectadas de manera que actúen como una unidad. El elemento prefabricado puede ser de concreto reforzado o presforzado.

Si la resistencia, el peso volumétrico u otras propiedades del concreto de los elementos componentes son distintos, deben tomarse en cuenta estas diferencias al diseñar, o usarse las propiedades más desfavorables, tal como se indica en esta sección.

Cuando se requiera de apuntalamiento provisional, se deberá tener especial precaución y tomarse en cuenta los efectos de la deflexión y condición estática del elemento apuntalado.

El esfuerzo cortante horizontal o resistencia nominal al cortante, V_h , en la superficie de contacto entre los elementos que forman la viga compuesta puede calcularse con la expresión

$$V_h = \frac{V_u}{F_R b_v d} \quad 2.87$$

donde V_u es la fuerza cortante última sin el peso propio y b_v es el ancho del área de contacto. En la Figura 2.21 se muestran algunos ejemplos para la obtención de b_v .

Debe asegurarse que en la superficie de contacto entre los elementos componentes se transmitan los esfuerzos cortantes que en ella actúan. Para lograr esto, se admitirán los valores siguientes:

1. En elementos donde no se usen anclajes metálicos y la superficie de contacto esté rugosa y limpia: 3 kg/cm² (se admitirá que una superficie está rugosa si tiene rugosidades de amplitud total normal a ella mayores de 5 mm)
2. Donde se cumplan los requisitos mínimos para los conectores que adelante se indican y la superficie de contacto esté limpia pero no rugosa: 6 kg/cm²
3. Donde se cumplan los requisitos mínimos para los conectores que adelante se indican y la superficie de contacto esté limpia y rugosa: 25 kg/cm²

Para que sean válidos los esfuerzos prescritos en los incisos 2 y 3 anteriores, deben usarse conectores formados por barras o estribos normales al plano de contacto. El área mínima de este refuerzo será la menor de

$$A_{s\min} = \frac{0.34b_v s}{f_y} \quad A_{s\min} = \frac{3}{f_y} \quad 2.88$$

donde s es la separación de estribos o conectores; s no excederá de seis veces el espesor del elemento colado en el lugar ni 60 cm. Los conectores deben anclarse en ambas partes del elemento compuesto de modo que en el plano de contacto puedan desarrollar no menos del 80 por ciento de su esfuerzo de fluencia.

Cuando el esfuerzo cortante de diseño exceda de 25 kg/cm², se deberán colocar conectores, barras o estribos normales al plano de contacto, cuya área de acero se calculará con la siguiente expresión

$$A_s \geq \frac{C}{F_R f_y \mu} \quad 2.89$$

donde C es la fuerza que actúa en el firme, tal como se indica en la Figura 2.22 siguiendo el siguiente criterio

$$\text{si } a < t \quad C = a b f'_c \quad 2.90a$$

$$\text{si } a \geq t \quad C = t b f'_c \quad 2.90b$$

Los valores de μ se pueden tomar como 1.4 para construcción monolítica, 1.0 cuando la superficie de contacto es rugosa y 0.7 para superficies lisas. Para el área de acero A_s proporcionada por la ecuación 2.89 puede tomarse en cuenta el acero que ya existe en la trabe. Tal es el caso de estribos y varillas de las aletas que se dejan comúnmente salidos para hacer las funciones de conector (Figura 2.23).

El refuerzo por tensión diagonal de una viga compuesta se dimensionará como si se tratara de una viga monolítica.

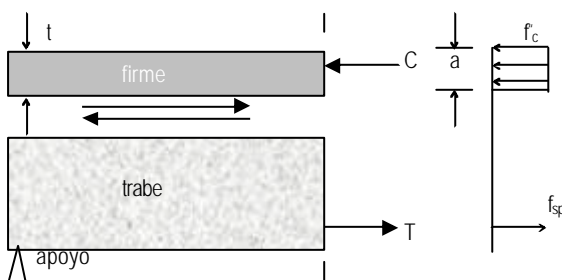


Figura 2.22 Obtención de la fuerza C para obtener el área de acero de conectores

2.8.8 Aplicación y medición de la fuerza de presfuerzo

La fuerza de presfuerzo se determinará de dos maneras:

1. Medición del alargamiento de los tendones. El alargamiento requerido deberá determinarse del promedio de las curvas carga-alargamiento para los tendones de presfuerzo empleados
2. Observación de la fuerza del gato en un aparato de medición calibrado o una celda de carga o con el uso de un dinamómetro calibrado.

Debe determinarse y corregirse la causa de toda discrepancia en la determinación de la fuerza entre las dos opciones anteriores mayor de 5 por ciento para elementos pretensados o 7 por ciento para construcciones postensadas.

Cuando la fuerza de pretensado se transfiera al concreto cortando los tendones con soplete, la localización de los cortes y

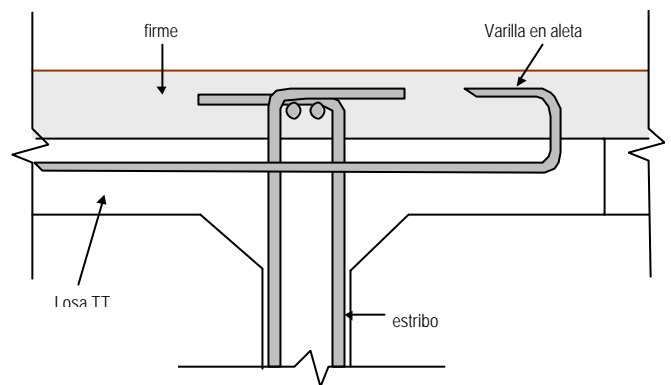


Figura 2.23 Estribos y varillas de aleta como conectores entre la trabe y el firme o losa

el orden en que se efectúen deben definirse de antemano con el criterio de evitar esfuerzos temporales indeseables. Los tramos largos de torones expuestos se cortarán cerca del elemento presforzado para reducir al mínimo el impacto sobre el concreto. Para ductos de postensado, se permite hacer paquetes si se demuestra que el concreto puede colocarse satisfactoriamente.

2.8.9 Encamisados en elementos pretensados

Como se indicó en las primeras páginas de este manual, la cantidad de acero de presfuerzo en un elemento pretensado está regida por las condiciones de flexión más críticas, tanto en niveles de servicio como finales. En el caso de elementos isotáticos, la sección que rige el diseño es la del centro del claro por lo que en los extremos del elemento, si no se desviaron los torones, el presfuerzo es excesivo y en la mayoría de los casos se sobrepasen los esfuerzos permisibles (Figuras 2.1 y 2.2). El instante crítico se presenta durante la transferencia, donde el

concreto aun no ha alcanzado el cien por ciento de la resistencia, y la única carga que contrarresta la acción del presfuerzo es el peso propio. La solución a esto es encamisar o enductar algunos torones en los extremos para eliminar la acción del presfuerzo. En este análisis las pérdidas que deben considerarse son las instantáneas o iniciales.

Existen algunos elementos pretensados como losas extruidas, viguetas y algunas losas doble T, que por su proceso de fabricación no pueden contener ductos. Estos elementos deben diseñarse para que nunca se rebasen los esfuerzos admisibles sabiendo de antemano que no existirán torones encamisados.

Para encamisar torones se acostumbra, en general, revisar primero hasta qué distancia, a partir del extremo del elemento, todos los torones actúan sin rebasar los esfuerzos permisibles. Una vez determinada dicha distancia, se definen cuántos torones se encamisán, generalmente en número par, y se vuelve a revisar hasta qué distancia los torones que aún actúan pueden permanecer sin sobrepasar los esfuerzos mencionados. Se continúa este proceso hasta llegar al extremo del elemento.

Aunque en muchos casos se ha utilizado grasa como elemento aislante entre el torón y el concreto, no es recomendable porque no elimina totalmente el contacto entre ambos elementos y la consecuente adherencia puede provocar los problemas mencionados. Los elementos de encamisado más usados son de polietileno (poliducto de plástico para instalaciones eléctricas) debido a su eficiencia y bajo costo. Los tubos metálicos de acero helicoidal o bien articulados flexibles son costosos, y su uso se limita a ductos para sistemas postensados. Los tubos de PVC (policloruro de vinilo) reaccionan químicamente con el concreto por lo que hoy son obsoletos para estas aplicaciones.

En la Figura 2.24 se muestra la sección transversal de una trabe cajón con 24 torones de 1/2". En la Figura 2.25 se ilustran esquemáticamente los diagramas de esfuerzos a lo largo del elemento debidos a su peso propio y al presfuerzo excéntrico. Resulta evidente que la superposición de estos dos diagramas dará como resultado esfuerzos excesivos en los extremos probablemente mayores a los permisibles.

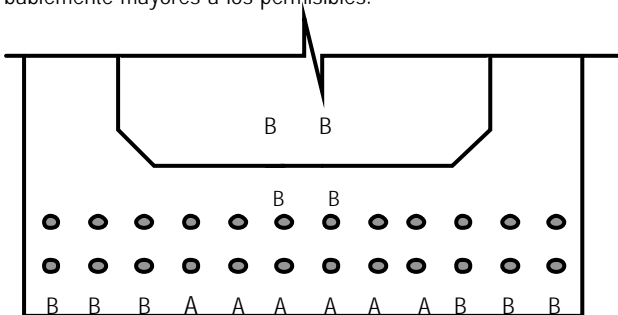


Figura 2.24 Ejemplo de encamisado para una trabe cajón con 24 torones de 1/2"

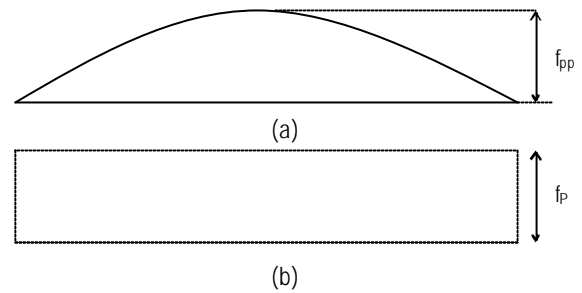


Figura 2.25 Diagramas de esfuerzos a lo largo del elemento debidos a: (a) peso propio y (b) presfuerzo

El procedimiento de encamisado consistirá en eliminar o aislar algunos torones para que las gráficas de la Figura 2.25 sean similares y que no se rebasen los esfuerzos permisibles. En la Figura 2.26 se muestra la superposición del diagrama debido al peso propio y al de presfuerzo incluyendo los siguientes torones encamisados

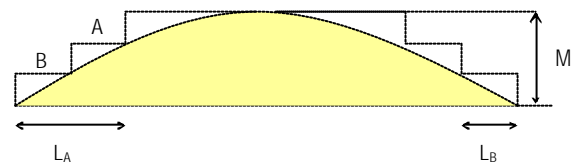


Figura 2.26 Superposición de diagramas de esfuerzos incluyendo los debidos a los torones encamisados

Para el cálculo de la distancia a partir de la cual se encamisán los torones, se tomará en cuenta la longitud de desarrollo necesaria para que éstos trabajen a los esfuerzos requeridos.

Torón	Longitud de encamisado (m)	# de torones
A	L_A	6
B	L_B	8

2.8.10 Vigas pretensadas en claros hiperestáticos

Es cada vez más frecuente encontrar soluciones de marcos a base de elementos prefabricados donde las vigas son pretensadas. En estos elementos el presfuerzo se coloca para tomar el momento positivo al centro del claro, pero ese mismo presfuerzo es perjudicial a partir de los cuartos del claro donde, una vez empotrado el elemento, el presfuerzo disminuye la capacidad del concreto que en las fibras inferiores se encuentra a compresión.

Para el análisis y diseño de elementos pretensados con extremos empotrados consideremos el ejemplo de la Figura 2.27. Las vigas mostradas están empotradas en el apoyo central y

libres en los extremos. En dicha estructura se distinguen cuatro secciones principales:

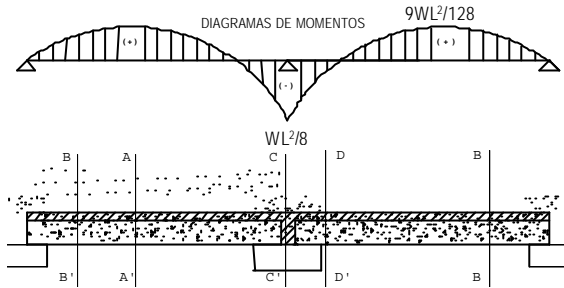


Figura 2.27 Secciones críticas para una viga continua

Sección AA'. Es donde está el momento positivo máximo y por lo tanto la que indica cuánto presfuerzo requerirá el elemento. En una primera etapa se deben considerar como cargas el peso propio, el peso de la sección compuesta y, si es una trabe portante, el peso de los elementos que forman el sistema de piso. Por otro lado, se considerará simplemente apoyada y con las propiedades geométricas de la sección simple. En la etapa final se deben tomar las cargas muertas adicionales y vivas pero con las propiedades de la sección compuesta y considerando que la viga está empotrada. Es recomendable que la cantidad de presfuerzo sea mínima porque este acero será perjudicial en la sección D-D'.

Sección B-B'. Debido a que en esta zona el elemento se encuentra simplemente apoyado, se procederá al análisis y diseño como se ha indicado a lo largo de este manual para elementos simplemente apoyados.

Sección C-C'. Será necesario revisar sólo por resistencia debido a que en esta sección no existe presfuerzo. El f'_c es el del colado in situ y se considerará un factor de carga adicional de 1.33 por ser conexión.

Sección D-D'. Se revisará la resistencia de la sección tomando en cuenta la presencia del presfuerzo como se indica en los siguientes párrafos.

Para el cálculo del momento resistente de esta sección que contiene presfuerzo en la zona precomprimida, se debe de tomar en cuenta que el acero de presfuerzo le resta capacidad al concreto, por lo que un diseño óptimo debe permitir la cantidad de presfuerzo mínima en estas secciones por medio de encajisados. El momento resistente de esta sección se puede calcular del equilibrio de fuerzas:

$$T = A_s f_y \quad 2.91$$

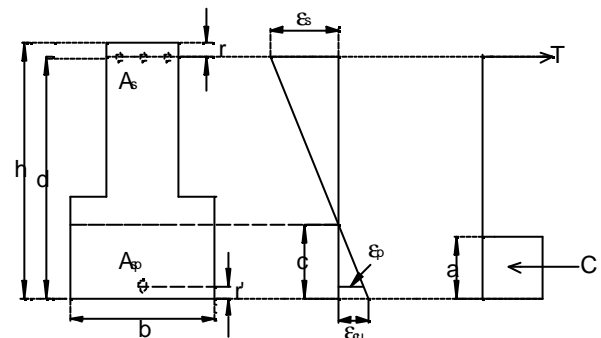
$$C = ab (f'_{ctrabe} - f_p) \quad 2.92$$

$$T = C \quad 2.93$$

$$A_s f_y = ab (f'_{ctrabe} - f_p) \quad 2.94$$

donde b es el ancho de la parte inferior de la viga (que es donde está la compresión), f_p es el esfuerzo que provoca el presfuerzo en el bloque de compresiones ab y A_s es el área de acero que se colocará en el firme o sección compuesta para tomar las tensiones del momento negativo. De la ecuación 2.92 es claro que entre mayor sea el esfuerzo de compresión f_p provocado por el presfuerzo, menor será la capacidad de la sección debido a que la fuerza de compresión C será muy pequeña. Por el contrario, si $f_p=0$, no hay reducción de la capacidad y el momento resistente no se verá afectado por el presfuerzo. Para obtener M_k se recurre a un procedimiento iterativo ya que no se conoce ni f_p ni el peralte del bloque de compresiones. Este procedimiento es como sigue

1. Se proponen valores de f_p y A_s
2. Se calcula la profundidad del bloque equivalente de concreto a compresión (Figura 2.28)



$$a = \frac{A_s f_y}{b (f'_{ctrabe} - f_p)} \quad 2.95$$

Figura 2.28 Diagrama de esfuerzos y deformaciones

3. Se obtiene la profundidad del eje neutro (Figura 2.28)

$$c = \frac{a}{0.8} \quad 2.96$$

4. Se calcula la deformación del acero de refuerzo (Figura 2.28)

$$\epsilon_s = \frac{0.003 (d - c)}{c} \quad 2.97$$

5. Se revisa que esté fluyendo el acero de refuerzo

$$\epsilon_s > \frac{\epsilon_y}{0.75} \quad 2.98$$

Si no se cumple la condición anterior se tiene que reducir el área de acero de refuerzo. Si esto no es suficiente, se debe aumentar la sección.

6. Se calcula la deformación al nivel del acero de presfuerzo (Figura 2.28)

$$\epsilon_p = \frac{0.003(c-r)}{c} \quad 2.99$$

7. Se obtiene el esfuerzo al que está actuando el acero de presfuerzo para este nivel de deformación (Figura 2.29).

$$f'_p = (\epsilon_t - \epsilon_p) E_{sp} \quad 2.100$$

donde $\epsilon = \epsilon_1 + \epsilon_2$ (ecs. 2.58 y 2.59) es la deformación del acero de presfuerzo de descompresión (Figura 2.29).

8. Se calcula la fuerza que está actuando en el acero de presfuerzo

$$P = f'_p A_{sp} \quad 2.101$$

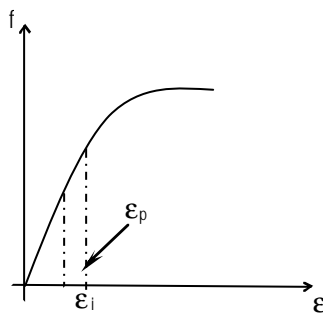


FIGURA 2.29 Gráfica esfuerzo-deformación del torón

9. Se calcula el esfuerzo que actúa sobre el bloque de concreto a compresión producido por el presfuerzo

$$f_p = \frac{P}{ab} \quad 2.102$$

Se compara este esfuerzo con el que se propuso inicialmente. Si no coincide con el valor propuesto se tiene que seguir iterando hasta que estos valores sean similares. Una vez logrado esto, se obtiene el M_R de la sección y se compara con el M_U .

Por último mencionaremos que una práctica común y en ocasiones contenida en los reglamentos es, en elementos simplemente apoyados, prolongar sin doblar hasta dentro del apoyo cuando menos la tercera parte del refuerzo de tensión para momento positivo máximo y, en extremos continuos, prolongar la cuarta parte del acero.

2.8.11 Diseño por cortante y torsión

El método está basado en la 4ª edición del Manual del PCI el cual fue desarrollado por Zia y McGee modificado por Zia y Hsu. El método se desarrolla en términos de fuerzas y momentos en lugar de esfuerzos para su consistencia con el ACI. A continuación se resume el procedimiento.

Paso 1. Determine si puede omitirse la revisión por torsión, es decir, si $T_u < T_{u(\min)}$:

$$T_{u(\min)} = F_R \gamma_t (1.5 \beta_t \sum x^2 y \lambda \sqrt{f'_c}) 0.218 \quad 2.103$$

Para $F_R = 0.85$ y $\beta_t = 1/3$

$$T_{u(\min)} = 0.093 \gamma_t (\lambda \sqrt{f'_c}) \sum x^2 y \quad 2.104$$

donde:

T_u = momento torsional factorizado, en kg

$\gamma_t = \sqrt{1 + 10 f_{pc}/f'_c}$, es un factor que depende del nivel de presfuerzo

f_{pc} = presfuerzo promedio en la sección, kg/cm²

x, y = lado corto y lado largo respectivamente, de la componente de un rectángulo, en cm

λ = factor de conversión por concreto de peso ligero

$\beta_t = 0.35 / (0.75 + x/y)$

Al calcular $\sum x^2 y$ para una sección con patines, ésta puede dividirse en rectángulos de manera que la cantidad $\sum x^2 y$ pueda ser el máximo; sin embargo, el ancho sobresaliente del patín para considerarse en el diseño no debe ser mayor a tres veces el espesor del mismo. Una sección cajón rectangular puede considerarse como una sección sólida, siempre que el espesor de la pared, h , sea por lo menos $x/4$. Una sección cajón con

espesor de pared menor que $x/4$ pero mayor que $x/10$, también puede considerarse como una sección sólida excepto que $\Sigma x^2 y$ debe multiplicarse por $4h/x$. Cuando h sea menor que $x/10$ debe considerarse la rigidez de la pared. Deben colocarse chaflanes en las esquinas interiores de las secciones cajón.

Paso 2. Verifique que el momento torsional y la fuerza cortante nominal no excedan los siguientes límites, evitando así fallas por compresión debido al sobrefuerzo:

$$T_{n(max)} = 0.266 \frac{K_i \lambda \sqrt{f'_c} \Sigma x^2 y / 3}{\sqrt{1 + \left(\frac{K_i V_u}{30 C_i T_u} \right)^2}} \quad 2.105$$

$$V_{n(max)} = 0.266 \frac{10 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d}{\sqrt{1 + \left(\frac{30 C_i T_u}{K_i V_u} \right)^2}} \quad 2.106$$

donde:

V_u = Fuerza cortante factorizada en kg

b_w = ancho del alma

d = distancia desde la fibra extrema de compresión al centroide del acero de refuerzo no presforzado

Paso 3. Si $T_u \leq T_{u(max)}$ y $V_u \leq V_{u(max)}$ se continúa con el diseño. Calcule la torsión y cortante soportados por el concreto:

$$V_c = \frac{V'_c}{\sqrt{1 + \left(\frac{V'_c / V_u}{T'_c / T_u} \right)^2}} \quad 2.107$$

$$T_c = \frac{T'_c}{\sqrt{1 + \left(\frac{T'_c / T_u}{V'_c / V_u} \right)^2}} \quad 2.108$$

donde:

T_c, T'_c = resistencia nominal del concreto al momento torsional bajo a combinación de cortante y torsión y bajo torsión pura, respectivamente

$$T'_c = 0.208 \lambda \sqrt{f'_c} \Sigma x^2 y (2.5 \gamma - 1.5)$$

V_c, V'_c = resistencia nominal del concreto al cortante bajo la combinación de cortante y torsión y bajo cortante puro, respectivamente

$$V'_c = V_c = \left(0.16 \sqrt{f'_c} + 49 \frac{V_{ud}}{M_u} \right) b_w d$$

Paso 4. Determine los estribos necesarios para absorber el momento torsional no soportado por el concreto. Deben colocarse estribos cerrados y no deben espaciarse más de 30 cm ó $(x_1 + y_1)/4$. El área requerida de una rama del estribo, A_t , está dada por

$$A_t = \frac{(T_u / F_R - T_c) S}{\alpha_t x_1 y_1 f_y} \quad 2.110$$

donde:

x_1 = lado corto del estribo, cm

y_1 = lado largo del estribo, cm

S = espaciamiento del estribo $\leq (x_1 + y_1)/4$ ó 30 cm

$\alpha_t = [0.66 + 0.33 y_1/x_1] \leq 1.5$

Los estribos requeridos por torsión se colocan además de los requeridos para cortante.

Si $T_u > T_{u(min)}$ debe proporcionarse una cantidad mínima de refuerzo en el alma para asegurar una ductilidad razonable. El área mínima de los estribos cerrados es:

$$(A_v + 2A_t)_{min} = 0.875 \frac{b_w S}{f_y} (\gamma)^2 \leq 3.5 \frac{b_w S}{f_y} \quad 2.111$$

donde b_w es el ancho del alma de la viga.

Paso 5. Para resistir la componente longitudinal de la tensión diagonal inducida por torsión, debe proporcionarse refuerzo longitudinal aproximadamente igual en volumen al de los estribos por torsión y distribuido eficazmente alrededor del perímetro (espaciado ≤ 30 cm). Pueden usarse torones de presfuerzo satisfaciendo el requisito del refuerzo longitudinal. Sin embargo, para controlar el ancho del agrietamiento diagonal, los esfuerzos en el torón de presfuerzo se limitarán a 4200 kg/cm². Este acero longitudinal para torsión debe sumarse al requerido por flexión. Así, se utilizará la mayor de alguna de las siguientes dos expresiones:

$$A_t = \frac{2A_t(x_1 + y_1)}{S} \quad 2.112$$

$$A_t = \left[\frac{28 x S}{f_y} \left(\frac{T_u}{T_u + \frac{V_u}{3 C_i}} \right) - 2A_t \right] \left(\frac{x_1 + y_1}{S} \right) \quad 2.113$$

Este valor de A_t no debe exceder del que se obtiene sustituyendo

$$0.875 (b_w / f_y) (1 + 12 f_{pc} / f'_c) \leq 3.5 b_w / f_y \quad \text{por } 2A_t / S.$$

Deben revisarse con mucho detalle tanto el diseño de las conexiones entre el miembro torsional y sus apoyos como los efectos de torsión en la estabilidad total de la estructura.

2.9 REQUISITOS COMPLEMENTARIOS PARA CONCRETO POSTENSADO

2.9.1 Zonas de anclaje

En vigas con tendones postensados deben utilizarse bloques extremos a fin de distribuir las fuerzas concentradas del presfuerzo en el anclaje. Estos bloques deben tener suficiente espacio para permitir la colocación del acero de presfuerzo y alojar los dispositivos de anclaje, y deben ser diseñados para resistir tanto la fuerza máxima de tensado como la fuerza última de diseño de los tendones utilizando $F_R = 0.9$ para el concreto.

Para resistir el esfuerzo de ruptura y evitar el agrietamiento y el desprendimiento del recubrimiento, debe colocarse refuerzo en los miembros postensados con la separación y cantidad recomendadas por el fabricante del anclaje. Cuando las recomendaciones del fabricante no sean aplicables, la parrilla debe constar, como mínimo, de barras del número 3 colocadas cada 8 cm en cada dirección. Esta parrilla se colocará a no más de 4 cm de la cara interna de la placa de apoyo de anclaje.

2.9.2 Anclajes y acopladores para postensado

Los anclajes y acopladores para tendones adheridos o no adheridos deben desarrollar, por lo menos, el 95 por ciento de la resistencia máxima de los tendones cuando se prueben bajo condición de no adherencia, sin que se excedan los corrimientos previstos. Sin embargo, para tendones adheridos dichos anclajes y acopladores deben ser ubicados para poder desarrollar el 100 por ciento de la resistencia a la ruptura de los tendones en las secciones críticas una vez producida la adherencia al elemento.

Los acopladores deben colocarse en zonas aprobadas por el supervisor y guardados en dispositivos lo suficientemente largos para permitir los movimientos necesarios.

En elementos sometidos a cargas cíclicas se debe atender la posibilidad de fatiga en los anclajes y acopladores.

Los dispositivos de anclaje y acopladores en los extremos deben protegerse permanentemente contra la corrosión.

2.9.3 Ductos para postensado

Los ductos para postensado no deben permitir el paso del concreto a su interior y no deben reaccionar químicamente con el concreto, los tendones o el material del relleno.

Para facilitar la inyección de lechada el diámetro interior de ductos que alojen un solo tendón será al menos 6 mm mayor que el diámetro del tendón; el área transversal interior de ductos que alojen varios tendones será por lo menos igual al doble del área transversal de todos los tendones.

2.9.4 Lechada para tendones adheridos

La lechada para inyección debe ser de cemento Portland y agua, o de cemento Portland, arena y agua; estos materiales deben cumplir con los requisitos especificados en las Normas Oficiales Mexicanas (NOM C 1, NOM C 2, NOM C III, NOM C 122 y NOM C 255). Para mejorar la manejabilidad y reducir el sangrado y la contracción, pueden usarse aditivos que no sean dañinos ni a la lechada ni al acero ni al concreto, y no debe utilizarse cloruro de calcio.

El proporcionamiento de la lechada debe basarse en: (1) resultados de ensayos sobre lechada fresca y lechada endurecida realizados antes de iniciar las operaciones de inyección o (2) experiencia previa documentada, con materiales y equipo semejante y en condiciones de campo comparables.

El contenido del agua será el mínimo necesario para que la lechada pueda bombearse adecuadamente, pero la relación agua-cemento en peso no será mayor que 0.45. No se podrá emplear agua para incrementar la fluidez de la lechada si aquella fue disminuida por retraso en su colocación.

La lechada debe inyectarse con equipo mecánico de mezclado y agitación continua que de lugar a una distribución uniforme de los materiales; asimismo, debe bombearse de modo que llene completamente los ductos de los tendones.

La temperatura del elemento presfuerzo, cuando se inyecta la lechada, debe ser mayor que 2° C, y debe mantenerse por encima de este valor hasta que la resistencia de cubos de 5 cm, fabricados con la lechada y curados en la obra, lleguen a una resistencia mínima a la compresión de 55 kg/cm². Durante el mezclado y el bombeo, la temperatura de la lechada no debe exceder de 30° C.

2.9.5 Protección de tendones de presfuerzo

Las operaciones con soplete y las de soldadura en la proximidad del acero de presfuerzo deben realizarse de modo que éste no quede sujeto a altas temperaturas, chispas de soldadura, o corrientes eléctricas a tierra.

Los tendones no adheridos deberán estar completamente cubiertos con material adecuado para asegurar la protección contra la corrosión.

El recubrimiento de los tendones deberá ser continuo en toda su longitud no adherida, y deberá prevenirse que se introduzca lechada o la pérdida del material de recubrimiento durante la colocación del concreto.

2.10 TOLERANCIAS

2.10.1 Definiciones

La tolerancia es la variación razonable permitida de una dimensión o alineamiento.

Tolerancias de productos prefabricados. Variaciones que corresponden a elementos individuales de concreto prefabricado.

Tolerancias de montaje. Variaciones en dimensiones requeridas para un ajuste adecuado de los elementos de concreto prefabricados después de que fueron montados.

Tolerancias en uniones. Variaciones asociadas por el contacto con otros materiales próximos a los elementos de concreto prefabricado.

Dimensión básica. La mostrada en los planos constructivos o en especificaciones. La dimensión básica se aplica a tamaño y ubicaciones. Es conocida también como dimensión nominal.

Variaciones. Es la diferencia entre la dimensión real y la básica. Puede ser positiva (mayor) o negativa (menor).

Dimensión en obra. La básica del elemento más sus uniones. Por ejemplo un elemento con una dimensión básica de 2.43 m puede tener en obra 2.41m, las tolerancias de los elementos prefabricados se aplican a dimensiones de obra.

Dimensiones reales. Medidas de un elemento después de colado.

Paños de alineamiento. Son las caras de los elementos prefabricados que se colocan adyacentes a otras caras.

Elementos Secundarios. Es el área de un elemento prefabricado cuya posición depende de la tolerancia permitida en el elemento principal más la tolerancia en obra.

2.10.2 Objetivos

Las tolerancias deben tomarse en cuenta dentro de las limitaciones prácticas de control dimensional. Se deben mostrar en planos y se deben considerar en el detallado de conexiones.

Las Tolerancias se requieren por las siguientes razones:

- Estructural. Para asegurar que la estructura se comporte de acuerdo al diseño, tomando en consideración todos los factores que provocan las variaciones. Por ejemplo las cargas excéntricas, áreas de apoyos, elementos embebidos, ubicación y refuerzos de elementos.
- Factibilidad. Para asegurar un comportamiento aceptable en juntas y uniones de materiales de terminación en la estructura.
- Visual. Para asegurar que las variaciones sean controladas y así la estructura tenga una apariencia aceptable.
- Económica. Para asegurar que la estructura sea fácil de fabricar y construir.
- Legal. Para evitar que los linderos de los elementos invadan, y para establecer un procedimiento estándar con el cual pueda ser comparado.
- Contractual. Para establecer responsabilidades en caso de fallas y errores.

2.10.3 Responsabilidad

Es importante que las responsabilidades y tolerancias se especifiquen y asignen claramente desde un principio aunque las tolerancias varíen considerablemente de un proyecto a otro.

Una vez que se han definido las tolerancias se diseñan las distintas partes de la obra como las conexiones.

Una estricta calidad incluye una definición clara de responsabilidades para asegurar que los productos sean ensamblados de acuerdo a las tolerancias de montaje.

Esta responsabilidad debe incluir una verificación de las dimensiones y ajustes cuando sean necesarios.

2.10.4 Rango de Tolerancias

Las tolerancias deben de ser utilizadas como una pauta para la aceptación y no como un límite para el rechazo en el proyecto. Si el elemento especificado está dentro de las tolerancias, el miembro debe de aceptarse. Si no, el miembro puede ser aceptado si se encuentra en cualquiera de los siguientes criterios:

- Si no se afecta la integridad estructural o el aspecto arquitectónico.
- Si el montaje total de la estructura puede ser modificado para reunir todos los requisitos estructurales y arquitectónicos

2.10.5 Tolerancias en elementos prefabricados

El capítulo 6.1.5 de este manual contiene con bastante detalle las tolerancias recomendadas en la fabricación de los elementos prefabricados más comunes.

2.10.6 Tolerancias en el trazo de los ejes de la obra

En la tabla siguiente se indican las tolerancias recomendadas en el trazo de los ejes de columnas y muros cuando se combinan distintos sistemas estructurales. Se aprecia que cuando el sistema de prefabricados se combina con otro tipo de sistema estructural las tolerancias deben ser mayores. Para el caso de cubiertas sobre columnas prefabricadas las tolerancias son aún más grandes debido a la gran dimensión de las cubiertas.

Tabla de tolerancias entre distintos tipos constructivos

Sistema Constructivo	Mínima	Recomendada
Prefabricado a Prefabricado	13	25
Prefabricado a colado en sitio	25	50
Prefabricado a acero	25	50
Cubiertas sobre columnas prefabricadas	38	76

2.11 EJEMPLO: DISEÑO DE UNA LOSA EXTRUIDA

Se construirá un techo de oficinas estructurado con marcos de concreto. El sistema de piso es de losas presforzadas doble T de 250 cm de ancho que descansan sobre traveses portantes también pretensadas y cubren un claro de 10 m.

Se propone una sección y un número aproximado de torones para posteriormente hacer las revisiones que correspondan a las secciones seleccionadas. En caso de no satisfacer alguna de las revisiones se debe proponer otra sección y modificar la cantidad de torones hasta encontrar el diseño óptimo. El análisis a flexión se realizará al centro del claro, revisando la condición de transferencia en los extremos.

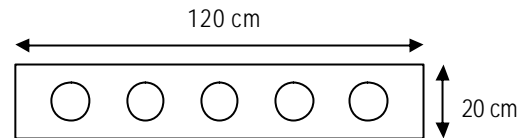
MATERIALES

La resistencia del concreto del elemento presforzado es de $f_c=350\text{kg/cm}^2$. Se utilizarán aceros de refuerzo y presfuerzo con las siguientes resistencias: $f_y=4,200\text{kg/cm}^2$ y $f_r=19,000\text{kg/cm}^2$. Según datos proporcionados por el fabricante, el acero

de presfuerzo es baja relajación con un área, a_{sp} , de 0.99 cm^2 y un módulo de elasticidad, E_p , de $1'960,000\text{ kg/cm}^2$.

PROPIEDADES GEOMÉTRICAS

La sección propuesta es la siguiente,



$$\begin{aligned} \phi h &= 15 \text{ cm} \\ A_{ss} &= 1516 \text{ cm}^2 \\ I_{ss} &= 67,574 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

CONSTANTES DE CÁLCULO

$$\begin{aligned} f'_{cp} &= 280 \text{ kg/cm}^2 \\ f''_{cp} &= 231 \text{ kg/cm}^2 \\ E_{cpi} &= 261,916 \text{ kg/cm}^2 \\ f_{py} &= 17,100 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

CARGAS TOTALES

$$\begin{aligned} W_{imp} &= 0.18 \text{ kg/cm} \\ W_{cm} &= 0.48 \text{ kg/cm} \\ W_{cv} &= 0.48 \text{ kg/cm} \\ W_{popo} &= 3.33 \text{ kg/cm} \end{aligned}$$

Se realizará el análisis con 4 torones $\phi \frac{1}{2}$ " con excentricidad de 5 cm tensados a

$$f_{pj} = 0.76 f_r = 14,440 \text{ kg/cm}^2$$

La fuerza de tensado inicial total es:

$$P_{pj} = A_{sp} f_{pj} = 4 \times 0.99 \times 14,440 = 57,182 \text{ kg}$$

CÁLCULO DE PÉRDIDAS

Se calculan las pérdidas al centro del claro que es la sección de máximos momentos flexionantes.

Pérdidas inmediatas

Relajación instantánea del acero de presfuerzo. Se considera un tiempo de destensado, t_d , de 8 horas. El esfuerzo fluencia, f_{py} , se calcula como $f_{py} = 0.9 f_r = 17,100\text{ kg/cm}^2$. La pérdida está dada por

$$\Delta RE_i = \frac{\log(t_h)}{40} \left[\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0.55 \right] f_{pi} = 95.2 \text{ kg/cm}^2$$

Acortamiento elástico del concreto. Para calcular el acortamiento elástico se calcula el esfuerzo en el centroide del acero de presfuerzo durante el momento de la transferencia

$$P_{pi} = f_{sr} (A_{sp}) \left(0.76 - \frac{\Delta RE_i}{f_{pi}} \right) = 56,682.2 \text{ kg}$$

$$f_{cgp} = \frac{P_{pi}}{A_{ss}} + \frac{P_{pi} e y_{cgp}}{I_{ss}} - \frac{M_{pp} y_{cgp}}{I_{ss}} = 27.6 \text{ kg/cm}^2$$

Finalmente, la pérdida está dada por:

$$\Delta AE = \left(\frac{E_p}{E_{cpi}} \right) f_{cgp} = 199.9 \text{ kg/cm}^2$$

Deslizamiento del anclaje. Estas pérdidas se consideran nulas.

Desvío de torones. No se realizará este desvío.

El esfuerzo efectivo después de las pérdidas iniciales es:

$$f = f_{pi} - \Delta RE_i - \Delta AE = 14,440 - 95.2 - 199.9 = 14,145 \text{ kg/cm}^2$$

Este esfuerzo es 0.74 f_r , que es igual al esfuerzo permisible máximo en el acero de presfuerzo.

Pérdidas diferidas

Contracción. Considerando una humedad relativa promedio, H, de 70 por ciento,

$$\Delta CC = (1193 - 10.5 H) = 1193 - 10.5(70) = 458 \text{ kg/cm}^2$$

Flujo plástico

$$f_{cds} = f_{cgp} - \frac{M_{cm} y_e}{I_{ss}} + \frac{M_{imp} y_e}{I_{ss}}$$

$$f_{cds} = 27.6 - \frac{60,000 \times 5}{67,574} + \frac{22,500 \times 5}{67,574} = 6.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta FP = 12 f_{cgp} - 7 f_{cds} = 287.9 \text{ kg/cm}^2$$

Relajación diferida del acero de presfuerzo

$$\Delta RE_d = 0.25 (1408 - 0.4 \Delta AE - 0.2 (\Delta CC + \Delta FP)) = 295 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla de resumen de pérdidas

Tipo de pérdida	Δf [kg/cm ²]	% f_{pi}
Relajación inicial del presfuerzo	95.2	0.7
Acotamiento elástico del concreto	199.9	1.4
Contracción	458.0	3.2
Flujo plástico	287.9	2.0
Relajación diferida del presfuerzo	295.0	2.0
Pérdidas totales, DPT	1336.0	9.3

El esfuerzo y la fuerza efectivas de presfuerzo son:

$$f_e = f_{pi} - \Delta PT = 14,440 - 1,336.0 = 13,104.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = P_e = f_e A_{sp} = 13,204.0 \times 4 \times 0.99 = 51,891.8 \text{ kg}$$

REVISIÓN DE ESFUERZOS

Una vez calculadas las pérdidas, se revisan distintas secciones del elemento que deberán cumplir con los requerimientos por esfuerzos permisibles en transferencia y en la etapa de servicio. Posteriormente, se debe de satisfacer las condiciones de resistencia. Si es necesario se realizan varios tanteos hasta encontrar el diseño más adecuado.

Etapa de final

Se revisarán los esfuerzos finales al centro del claro tanto en la fibra inferior (i) y superior (s) de la trabe como en el firme (f):

$$f_i = -\frac{P}{A_{ss}} - \frac{P e}{S_{ssi}} + \frac{M_{cargas}}{S_{ssi}} ; f_i = +10.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = -\frac{P}{A_{ss}} + \frac{P e}{S_{sss}} - \frac{M_{cargas}}{S_{sss}} ; f_s = -78.5 \text{ kg/cm}^2$$

Los esfuerzos permisibles finales son los siguientes:

$$f_{perm}^- = 0.6 f_c = 210 \text{ kg/cm}^2 \text{ [compresión en TT]}$$

$$f_{perm}^+ = 1.6 \sqrt{f_c} = 29.9 \text{ kg/cm}^2 \text{ [tensión en TT]}$$

Los esfuerzos permisibles son mayores que los esfuerzos actuantes, por lo que la sección y el presfuerzo propuesto se consideran adecuados.

Etapa de transferencia

Se revisan los esfuerzos a una distancia $x=1m$ desde el extremo ya que es la distancia a la cual los torones ya alcanzaron el cien por ciento de la adherencia, como lo indica la siguiente expresión

$$L_t = 0.014 \frac{f_e}{3} \Phi_i = 0.014 \frac{14,141}{3} \cdot 1.27 = 83.8 \text{ cm}$$

Esta longitud de transferencia se calcula con el esfuerzo efectivo después de que han ocurrido las pérdidas iniciales

$$f_e = f_b - \Delta P_i = 14,440 - (95.99 + 199.85) = 14,144.2 \text{ kg/cm}^2$$

Para calcular los esfuerzos, la fuerza de presfuerzo efectiva a partir de 78 cm de los extremos del elemento es

$$P_e = f_e A_{sp} = 14,144.2 \times 4 \times 0.99 = 56,010.9 \text{ kg}$$

y los esfuerzos actuantes son

$$f_i = -\frac{P}{A_{ss}} - \frac{P e}{S_{ssi}} + \frac{M_{pp}}{S_{ssi}}; \quad f_i = -16.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = -\frac{P}{A_{ss}} + \frac{P e}{S_{sss}} - \frac{M_{pp}}{S_{sss}}; \quad f_s = -57.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} f_{perm}^- &= 0.6 f_{ci} = 168 \text{ kg/cm}^2, \text{ Compresión} \\ f_{perm}^+ &= 0.8 \sqrt{f_{ci}} = 13.38 \text{ kg/cm}^2, \text{ Tensión} \\ f_{perm}^+ &= 1.6 \sqrt{f_{ci}} = 26.77 \text{ kg/cm}^2, \text{ Tensión en extremos} \end{aligned}$$

El esfuerzo actuante de tensión es mayor que el permisible en la fibra extrema en tensión, pero menor que el permitido en los extremos de elementos simplemente apoyados (Tabla 2.2, Capítulo 2). Por ello, no será necesario encamisar torones.

REVISIÓN POR RESISTENCIA

Se revisará que el M_R sea mayor que el M_U en la etapa final y al centro del claro. El M_U está dado por la suma de todos los momentos que actúan en la sección.

$$M_U = FC \frac{w_l L^2}{8} = 1.4 \times 559517 = 783324 \text{ kg-cm}$$

$$M_R = F_R T \left(d_p - \frac{a}{2} \right)$$

$$T = A_{sp} f_{sp} = 4 \times 0.99 \times 17,283 = 68,440 \text{ kg}$$

$$f_{sp} = f_{sr} [1 - 0.5q_p] = 17,283 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_p = \rho_p \frac{f_{sr}}{f_c} = \frac{A_{sp} f_{sr}}{bd_p f_c} = \frac{4 \times 0.99}{120 \times 15} \times \frac{19,000}{231} = 0.1807$$

$$a = \frac{T}{bf_c} = \frac{68,440}{120 \times 231} = 2.46 \text{ cm}$$

$$M_R = 0.9 \times 68,440 \times \left(15 - \frac{2.46}{2} \right) = 848,001 \text{ kg-cm}$$

$M_R > M_U$, por lo que el presfuerzo y la sección son adecuadas.

REVISIÓN DE FLUENCIA

Se debe garantizar que el acero de presfuerzo fluirá cuando se alcanza la resistencia del elemento. Para ello, se cumplirá que:

$$\epsilon_{sp} = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3 \geq \left(\frac{\epsilon_{yp}}{0.75} \right)$$

$$\epsilon_1 = \frac{P}{E_p} = 0.0069$$

$$\epsilon_2 = \left(\frac{P}{A_{ss}} + \frac{Pe^2}{I_{ss}} \right) \frac{1}{E_p} = 0.0002$$

Después de un proceso iterativo, se obtuvo $c=3.3$

$$\epsilon_3 = \frac{\epsilon_{cu} (d_p - c)}{c} = 0.0103$$

$$\epsilon_{sp} = 0.0177 > 1.33 \epsilon_{yp}$$

CORTANTE

$$V_U = FC \frac{wL}{2} = 1.4 \times 2193 = 3,070 \text{ kg}$$

El cortante mínimo que toma el concreto es

$$V_{cr \min} = F_R 0.5 b d_p \left[0.15 \sqrt{f_c} + 50 \frac{V_{dp}}{M} \right]$$

$$V_{cr \min} = 0.8 \times 45 \times 15 \left[0.15 \sqrt{280} + 50 \left(\frac{2,193 \times 15}{22,153} \right) \right]$$

$$V_{cr \min} = 41,447 \text{ kg}; \quad \text{Por lo tanto, } V_{cr \min} > V_U$$

DEFLEXIONES

Contraflecha

$$\Delta i = -\Delta p_i + \Delta p_p$$

$$\Delta i = -\frac{PeL^2}{8EI} + \frac{5wL^4}{384EI}$$

$$\Delta i = -\frac{56,001 \times 5 \times 1,000^2}{8 \times 261,916 \times 67,574} + \frac{5 \times 3.336 \times 1,000^4}{384 \times 261,916 \times 67,574}$$

$$\Delta i = -1.97 + 2.45 = 0.473 \text{ cm} < \Delta_{\text{permisible}} = 4.66 \text{ cm}$$

Flecha final

$$\Delta f = -\Delta p + (\Delta p_p + \Delta c_m)(1 + C_f) + \Delta c_v$$

$$\Delta p = -\Delta p_f - \frac{\Delta p_i + \Delta p_f}{2} C_f = -1.8 - \frac{1.97 + 1.8}{2} 2.35 = -6.3$$

$$\Delta p_f = \frac{P_e L^2}{8EI} = \frac{52,276 \times 5 \times 1,000^2}{8 \times 261,916 \times 67,574} = 1.84 \text{ cm}$$

$$\Delta c_m = \frac{5w_{scm} L^4}{384EI_{sc}} = 0.49 \text{ cm}$$

$$\Delta c_v = \frac{5w_{cv} L^4}{384EI_{sc}} = \frac{5 \times 0.48 \times 1,000^4}{384 \times 261,916 \times 67,574} = 0.35 \text{ cm}$$

$$\Delta f = -6.3 + (2.45 + 0.49)(1 + 2.35) + 0.35 = 3.9 \text{ cm}, < \Delta_{\text{permisible}}$$

REFERENCIAS

- AASHTO (1994), "LRFD Specifications for highway bridges", American Assoc. of State Highway and Transportation Officials, 1ª. edición.
- AASHTO (1996), "Standard specifications for highway bridges", American Association of State Highway and Transportation Officials, 16va. edición.
- ACI (1995), "ACI building code/commentary", American Concrete Institute.
- Arthur H. Nilson (1990) "Diseño de estructuras de concreto presforzado", Limusa.
- Ben C. Gerwick (1978) "Construcción de estructuras de concreto presforzado", Limusa.
- Mendoza, C.J. (1997), "Pérdidas de Presfuerzo. Comparación entre valores calculados y medidos para una viga de puente ferroviario, Series del Instituto de Ingeniería.
- Naaman, Antonie E. (1982) "Prestressed Concrete Analysis and Design", McGraw-Hill Book Company, New York
- O'Brien, E y Dixon A.S. (1995) "Reinforced and Prestressed Concrete", Longman Scientific & Technical, London
- PCI (1992), "PCI design handbook", Prec. & Prestressed Concrete, 4ª. edición.
- RCDF-93 Reglamento de Construcción para el Distrito Federal.
- Reinoso E y Magaña L (1998). Modificaciones a la norma del Distrito Federal en los capítulos de concreto prefabricado y presforzado, Memorias del 6º Expo-Congreso Nacional de Prefabricación y Presfuerzo, San Luis Potosí SLP, 1-16.

NOTACIÓN

A_c	Área de la sección de concreto
A_s	Área de acero de refuerzo
$A_{s \text{ min}}$	Área mínima de acero de refuerzo
A_{sp}	Área de acero de presfuerzo
A_{sp1}	Área de acero de presfuerzo para obtener T_1
A_{sp2}	Área de acero de presfuerzo para obtener T_2
A_v	Área mínima de refuerzo por cortante y Área transversal del refuerzo por tensión diagonal en una distancia s
a	Altura del bloque de esfuerzos a compresión
a_s	Área transversal de refuerzo colocado en la dirección que se considera por unidad de ancho de pieza
b	Ancho de la sección transversal rectangular
b'	Ancho para absorber cortante en la sección
b'_1	Ancho menor del alma para cortante
b'_2	Ancho mayor del alma para cortante
b_e	Ancho efectivo
b_i	Ancho inferior
b'_i	Ancho inferior de la sección
b_s	Ancho superior
b'_s	Ancho superior de la sección
b_v	Ancho de contacto entre el elemento prefabricado y la losa colada en sitio
C	Fuerza de compresión
C_m	Calibre de la malla electrosoldada
C_f	Coefficiente de deformación axial diferido o de flujo plástico
C_1	Fuerza de compresión por contribución del firme
C_2	Fuerza de compresión por contribución de la trabe
c	Distancia del eje neutro a fibra extrema de compresión
cc	Distancia de un alma a otra
d	Distancia del centroide de acero de refuerzo en tensión a la fibra extrema a compresión
d'	Distancia entre el centroide del acero a compresión a la fibra extrema de compresión
d_b	Diámetro nominal de la barra o torón
d_p	Distancia entre el centroide del área de acero de presfuerzo a la fibra extrema de compresión
d_s	Distancia del área de acero de refuerzo a la fibra extrema de compresión
d_{sp}	Distancia entre el centroide del área de acero de presfuerzo a la fibra extrema de compresión
E_c	Módulo de elasticidad del concreto
E_{ci}	Módulo de elasticidad del concreto en la transferencia
$E.N.$	Eje neutro
$E.N._{sc}$	Eje neutro de la sección compuesta
E_p	Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo
E_{sp}	Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo
$E.N._{ss}$	Eje neutro de la sección simple
e	Excentricidad
FC	Factor de carga
F_R	Factor de reducción
f'_c	Resistencia del concreto a la compresión
f''_c	Ancho equivalente del bloque de esfuerzos a

	compresión		a presforzar
f_{cc}	Esfuerzo de compresión en el centroide del concreto debido a la fuerza pretensora efectiva	n	Relación modular
f'_c	$0.8 f'_c$	P	Fuerza efectiva de presfuerzo
f_{cds}	Esfuerzo de la sección a la altura del centroide de los tendones	p_p	Porcentaje de área de acero de presfuerzo en la sección de concreto
f_{cgp}	Suma de esfuerzos en el centro de gravedad de los tendones debido al peso propio del elemento y la fuerza de presfuerzo después de la transferencia	p	Porcentaje de área de acero de refuerzo de tensión en la sección de concreto
f'_{ci}	Resistencia a la compresión del concreto a la edad en que ocurre la transferencia	p'	Porcentaje de área de acero de refuerzo a compresión en la sección de concreto
f_{cm}	Esfuerzo debido a la carga muerta	q	Área de acero de refuerzo
f_{cv}	Esfuerzo debido a la carga viva	q'	Área de acero de refuerzo a compresión
f_f	Esfuerzo debido a la carga del firme	q_p	Área de acero de presfuerzo
f_p	Esfuerzo debido a la carga de presfuerzo efectiva	S	Separación en pulgadas de malla electrosoldada
f_{pe}	Esfuerzo debido a la fuerza excéntrica de presfuerzo	s	Separación entre estribos o conectores
f_{pJ}	Esfuerzo en el tendón al final del tensado	T	Dirección transversal de la malla electrosoldada
f_{pp}	Esfuerzo debido al peso propio	T	Fuerza de tensión
f_{py}	Esfuerzo de fluencia del acero de presfuerzo	TMA	Tamaño máximo del agregado
f_r	Módulo de ruptura no reducido	T_s	Fuerza de tensión del acero de refuerzo
f_{se}	Esfuerzo efectivo del torón	T_{sp}	Fuerza de tensión del acero de presfuerzo
f_{sr}	Resistencia a la ruptura del acero de presfuerzo	T_{sp1}	Fuerza de tensión que contribuye al equilibrio de C_1
f_y	Resistencia nominal de acero de refuerzo	T_{sp2}	Fuerza de tensión que contribuye al equilibrio de C_2
H	Humedad relativa	T_1	Fuerza de tensión equilibrante de C_1 del firme
h	Altura total del elemento	T_2	Fuerza de tensión equilibrante de C_2 de la trabe
h_{sc}	Altura de la sección compuesta	t	Espesor del patín
h_{ss}	Altura de la sección simple	t	Tiempo estimado en días desde el tensado desde el tensado hasta el momento de la transferencia
I	Momento de inercia de la sección	V	Fuerza cortante actuante en la sección
I_{sc}	Momento de inercia de la sección compuesta	V_{cargas}	Fuerza cortante actuante en la viga
I_p	Índice de presfuerzo	V_{ci}	Fuerza cortante de agrietamiento por flexión-cortante
K	Coefficiente de fricción secundario o de deformación no intensional	V_{CR}	Fuerza cortante resistente del concreto
K_{CR}	Coefficiente dependiente tanto del uso de pretensado como del postensado	V_{cw}	Fuerza cortante que toma el concreto considerando agrietamiento por cortante en el alma
K_{SH}	Coefficiente de tiempo de curado al tiempo de la aplicación del presfuerzo	V_h	Esfuerzo cortante horizontal
L	Longitud del elemento	V_p	Componente vertical de la fuerza pretensora efectiva en la sección
L_{ad}	Longitud de adherencia	V_{py}	Fuerza cortante de presfuerzo
L_d	Longitud de desarrollo	V_s	Refuerzo por tensión diagonal
L_{des}	Longitud de desarrollo adicional de esfuerzo máximo	V_{sc}	Cortante en la sección considerada
LO-LAX	Acero de baja relajación	V_U	Fuerza factorizada de cortante
M	Momento flexionante actuante	V_U	Fuerza cortante de diseño sin peso propio para el cálculo de V_h
M_{firme}	Momento debido al peso del firme de concreto	V_w	Fuerza cortante por agrietamiento del alma
M_{popo}	Momento debido al peso propio del elemento	V/S	Relación de volumen sobre superficie
M_R	Momento resistente del elemento	W	Carga vertical por unidad de longitud
M_{agr}	Momento de agrietamiento	x	Distancia desde el anclaje hasta el punto en consideración
M_{Rp}	Momento resistente por acero presforzado	X_i	Distancia para la revisión del cortante en la sección
M_{Rr}	Momento resistente por acero reforzado	X_1	Dimensión mínima del elemento medida perpendicularmente al refuerzo
M_{sc}	Momento en la sección considerada	y_i	Distancia del eje neutro a la fibra más alejada de tensión
M_U	Momento resistente último	y_{isc}	Distancia del eje neutro a la fibra más alejada en tensión de la sección compuesta
M_s	Momento de servicio	Z_{sp}	Brazo de palanca del acero de presfuerzo
M_w	Momento de causa de agrietamiento	Z_s	Brazo de palanca del acero de refuerzo
M_1	Momento debido al peso propio del elemento y al firme de la sección	α	Cambio angular de la trayectoria del tendón
M_2	Momento de ruptura del concreto		
N	Número de veces que se aplica la tensión al elemento		

δ_{CM}	Deformación por carga muerta
δ_{CV}	Deformación por carga viva
δ_{F1}	Deformación por carga del firme
δ_f	Deformación final
δ_i	Deformación inicial
δ_j	Deslizamiento del tendón debido al anclaje
δ_P	Deformación debido a la fuerza de presfuerzo efectiva
δ_{PP}	Deformación por peso propio
ϵ_c	Deformación unitaria longitudinal del concreto
ϵ_{cu}	Deformación unitaria longitudinal del concreto
ϵ_s	Deformación unitaria longitudinal del acero de refuerzo
ϵ_{sp}	Deformación unitaria longitudinal del acero de presfuerzo
ϵ_{sy}	Deformación por fluencia del acero de presfuerzo
$\epsilon_{m\acute{a}x}$	Deformación unitaria máxima del concreto
ϵ_y	Deformación por fluencia del acero
ϵ_1	Deformación unitaria del acero debido a la fuerza de presfuerzo efectiva
ϵ_2	Deformación unitaria del presfuerzo o de las cargas
ϵ_3	Deformación unitaria del acero de presfuerzo a una determinada distancia de la fibra extrema de compresión
ϕ	Diámetro de la barra, tendón, ducto o conexión
ϕ_b	Diámetro de la barra más gruesa del paquete
μ	Coefficiente de fricción primario por curvatura intencional
μ	Coefficiente de condición de contacto entre el elemento prefabricado y la losa colada en sitio
θ	Ángulo de inclinación del tendón debido al desvío o Ángulo que el refuerzo forma con el plano del elemento
ΔAE	Pérdida debida al acortamiento elástico
ΔCC	Pérdida debida a contracción del concreto
ΔDA	Pérdida debida deslizamiento por anclaje
ΔDT	Pérdida debida al desvío de torones
ΔFP	Pérdida debida al flujo plástico del concreto
ΔFR	Pérdida por fricción entre el tendón y el ducto
ΔP_i	Pérdidas iniciales
ΔPT	Pérdidas totales
ΔPT_d	Pérdidas totales diferidas
ΔRE	Pérdida debida a la relajación del acero
ΔRE_d	Pérdida por relajación diferida del acero
ΔRE_i	Pérdida por relajación instantánea
Δ	Desplazamiento vertical al centro de la trabe
Δ_{cm}	Deflexión inmediata debido a la carga muerta
Δ_{cv}	Deflexión inmediata debido a la carga viva
Δ_f	Deflexión total del elemento estructural
Δ_i	Deflexión inicial
Δ_p	Deflexión final bajo la acción de la fuerza de presfuerzo efectiva excéntrica
Δ_{pf}	Deflexión por flujo plástico
Δ_{pi}	Deflexión pretensora inicial
Δ_{pp}	Deflexión inmediata debido al peso propio