

5
2ej



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS
PROFESIONALES "ACATLÁN"

"PROPUESTA NORMALIZADA DE DISEÑO PARA
PUENTES URBANOS CON TRABES CAJÓN EN EL
DISTRITO FEDERAL"

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

IVAN FORCADA QUEZADA



ASESOR: DR. EDUARDO REINOSO ANGULO



NAUCALPAN, ESTADO DE MEXICO

DICIEMBRE DE 1999

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

270956



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

A DIOS

A MIS PADRES POR SU GRAN APOYO

ARTURO FORCADA IZZO

REBECA QUEZADA DE FORCADA

A MIS HERMANOS

ARTURO, MYRNA, ALESSANDRO Y TANIA

A MI ASESOR POR SU DEDICACIÓN Y APOYO A ESTE TRABAJO

DR. EDUARDO REINOSO ANGULO

A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

"Propuesta normalizada de diseño para puentes urbanos con travesaños en el Distrito Federal"

INDICE

	PÁGINA
OBJETIVOS	I
INTRODUCCIÓN	II-III
CAPITULO 1.- CONCRETO PRESFORZADO.	1-17
1.1 Conceptos básicos.	
1.2 Materiales.	
CAPITULO 2.- PERDIDA DE LA FUERZA DE PRESFUERZO	18-35
2.1 Pérdidas instantáneas.	
2.2 Pérdidas dependientes del tiempo o diferidas.	
2.3 Estimación aproximada de la suma total de las pérdidas dependientes del tiempo.	
CAPITULO 3. DISEÑO	36-51
3.1 Esfuerzos de adherencia, longitud de transferencia y longitud de desarrollo.	
3.2 Estado de esfuerzos.	
3.3 Proceso de diseño.	
3.4 Separación y recubrimiento del acero.	
CAPITULO 4. EJEMPLO DE DISEÑO.	52-65
CONCLUSIONES	66-67
REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA	68-69

OBJETIVOS

Objetivo general:

Proponer las herramientas necesarias y adecuadas para el diseño de puentes urbanos con travesaños cajón en el Distrito Federal en base a la reglamentación existente, AASHTO, NTC del RCDF, principalmente, misma que considere las características del concreto presforzado, la estimación de pérdidas de presfuerzo y consideraciones técnicas de diseño..

Objetivos específicos:

1. Determinar las características principales del concreto presforzado.
2. Estimar las pérdidas de la fuerza de presfuerzo según diferentes reglamentos.
3. Determinar las características de diseño de puentes con travesaños cajón.
4. Aplicar los conceptos de diseño en un ejemplo de un puente con travesaños cajón.

INTRODUCCIÓN

En esta tesis se estudia el proceso de diseño de las traveses cajón pretensadas simplemente apoyadas. Se emplean las normas existentes en el Distrito Federal y en los aspectos que no vienen bien definidos se emplean otras normas.

En el primer capítulo se explica el concepto del concreto presforzado, las características principales y los diferentes métodos de presfuerzo que existen. También se explican cuáles son las diferentes etapas por las que pasa un elemento presforzado y cuáles son críticas. Otra parte importante que se estudia son los diferentes tipos de materiales que se utilizan y sus características principales.

En el capítulo segundo se analizan diferentes códigos para el cálculo de la pérdida de la fuerza de presfuerzo. En el reglamento del D.F. no se especifica un método a seguir para el cálculo de éstas, excepto para el cálculo de la pérdida por fricción, sólo propone estimar las pérdidas con un porcentaje y permite el uso de otros métodos, por lo que en esta tesis se estudian las diferentes fórmulas que existen en otros códigos y se propone el uso de algunas de ellas.

En el capítulo tercero se estudia el proceso de diseño de las traveses cajón. Se estudian cuáles son los esfuerzos que se presentan en las diferentes etapas de un elemento presforzado, y se dan los esfuerzos permisibles que las NTC para estructuras de concreto permite para los materiales utilizados. También se estudian las deflexiones que se presentan en los elementos presforzados y las deflexiones que permiten dichas normas.

En el capítulo cuarto se diseña la superestructura de un puente vehicular de traveses cajón pretensadas aplicando los conceptos y fórmulas estudiadas en los capítulos anteriores, utilizando las fórmulas propuestas en esta tesis para el cálculo de las pérdidas de la fuerza de presfuerzo.

El concreto presforzado ha demostrado ser técnicamente ventajoso, económicamente competitivo, y estéticamente superior para puentes, esto es para estructuras de claros muy cortos que emplean componentes prefabricados estándar, hasta las traveses atirantadas con cables y las traveses de sección cajón continuas con longitudes de claros grandes. Casi todos los puentes de concreto son ahora presforzados. Se puede usar el precolado, la construcción colada en obra, o una combinación de los dos métodos. Se emplea tanto el pretensado como el postensado, con frecuencia en el mismo proyecto.

Existen diferentes tipos de puentes de acuerdo a la forma de la sección de la superestructura:

- Traveses cajón
- Traveses I AASHTO
- Vigas T
- Losas planas aligeradas
- Losas planas macizas
- Losas apoyadas sobre traveses coladas en sitio
- Losas apoyadas sobre traveses prefabricadas
- Losas apoyadas en vigas de acero, etc.

El puente de traveses cajón tiene una losa superior que sirve como cordón de la traveses. La traveses cajón tiene por lo menos dos almas o nervaduras (cajón monocelular) o bien, más de dos almas (cajón multicelular). Las almas están unidas en la parte inferior por una losa. El cajón cerrado se destaca por su gran rigidez a flexión y torsión y por su gran dimensión del núcleo central.

La elevada rigidez a la torsión se aprovecha de diversas formas, por ejemplo para grandes voladizos del patín superior, o para la adopción de pilas intermedias esbeltas, ubicados sólo en el eje medio de la trabe cajón.

Actualmente son considerados para longitudes de claro de 20 a 45 m. Se puede incrementar el claro hasta 60 m con vigas tipo Gerber. Más allá de este rango es probablemente más económico seleccionar con otro tipo diferente de estructuración.

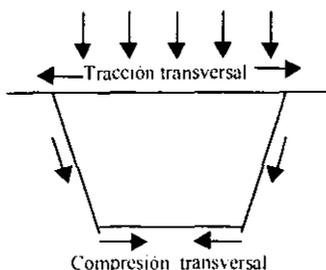


Figura A. Tracción y compresión en una trabe cajón con almas inclinadas

Debido a la alta resistencia torsional, una estructura de trabe cajón postensada es apropiada para puentes con curvatura significativa. Para puentes con poca curvatura se pueden usar trabes cajón pretensadas.

La inclinación de las almas permite reducir el ancho de la losa inferior. Ya se han ejecutado inclinaciones de alma de hasta 30° . Debe prestarse atención a que el alma inclinada hacia fuera transmite el esfuerzo inclinado en su plano a las losas y por ello, ya para el peso propio las losas están sometidas a esfuerzos normales, arriba en forma de tracción transversal y abajo en forma de compresión transversal (Fig A).

La construcción monolítica de la subestructura con la superestructura ofrece ventajas estructurales y también mejora la apariencia. Las cabeceras de las columnas pueden ser colocadas dentro del cajón, para que la superestructura pueda estar rigidamente conectada a la columna formando un empotramiento.

VENTAJAS DE LAS TRABES CAJÓN

- Alta rigidez torsional y flexionante, comparado con un elemento equivalente de sección abierta.
- Nervaduras anchas. Debido a esto es posible usar grandes relaciones claro/peralte, lo cual es una ventaja en los casos donde la profundidad de construcción está limitada.
- El espacio encerrado dentro de la trabe puede ser útil para el paso de servicios o para otros propósitos. Por ejemplo, en una estructura una subestación eléctrica completa puede ser encerrada dentro de la sección.
- El mantenimiento es más sencillo que para una trabe equivalente de sección abierta. El espacio interior puede ser herméticamente sellado, y el aire adentro puede secarse para proveer una atmósfera no corrosiva.
- La apariencia de una trabe cajón es generalmente más atractiva.

CAPITULO 1. CONCRETO PRESFORZADO

1.1 CONCEPTOS BÁSICOS

1.1.1 DEFINICIÓN DE PRESFUERZO

El presfuerzo significa la creación intencional de esfuerzos permanentes en una estructura o conjunto de piezas, con el propósito de mejorar su comportamiento y resistencia bajo condiciones de servicio y de resistencia. Los principios y técnicas del presforzado se han aplicado a estructuras de muchos tipos y materiales, la aplicación más común ha tenido lugar en el diseño del concreto estructural.

El concepto original del concreto presforzado consistió en introducir en vigas suficiente precompresión axial para que se eliminaran todos los esfuerzos de tensión que actuarán en el concreto. Con la práctica y el avance en conocimiento, se ha visto que esta idea es innecesariamente restrictiva, pues pueden permitirse esfuerzos de tensión en el concreto y un cierto ancho de grietas.

El ACI propone la siguiente definición:

Concreto presforzado: Concreto en el cual han sido introducidos esfuerzos internos de tal magnitud y distribución que los esfuerzos resultantes debido a cargas externas son contrarrestados a un grado deseado

En elementos de concreto reforzado el presfuerzo es introducido comúnmente tensando el acero de refuerzo.

Dos conceptos o características diferentes pueden ser aplicados para explicar y analizar el comportamiento básico del concreto presforzado. Es importante que el diseñador entienda los dos conceptos para que pueda proporcionar y diseñar estructuras de concreto presforzado con inteligencia y eficacia.

Primer concepto - Presforzar para mejorar el comportamiento elástico del concreto. Este concepto trata al concreto como un material elástico y probablemente es todavía el criterio de diseño más común entre ingenieros.

El concreto es comprimido (generalmente por medio de acero con tensión elevada) de tal forma que sea capaz de resistir los esfuerzos de tensión.

Desde este punto de vista el concreto está sujeto a dos sistemas de fuerzas: presfuerzo interno y carga externa, con los esfuerzos de tensión debido a la carga externa contrarrestados por los esfuerzos de compresión debido al presfuerzo. Similarmente, el agrietamiento del concreto debido a la carga es contrarrestado por la precompresión producida por los tendones. Mientras que no haya grietas, los esfuerzos, deformaciones y deflexiones del concreto debido a los dos sistemas de fuerzas pueden ser considerados por separado y superpuestos si es necesario.

En su forma más simple, consideremos una viga rectangular con carga externa y presforzada por un tendón a través de su eje centroidal (Figura 1).

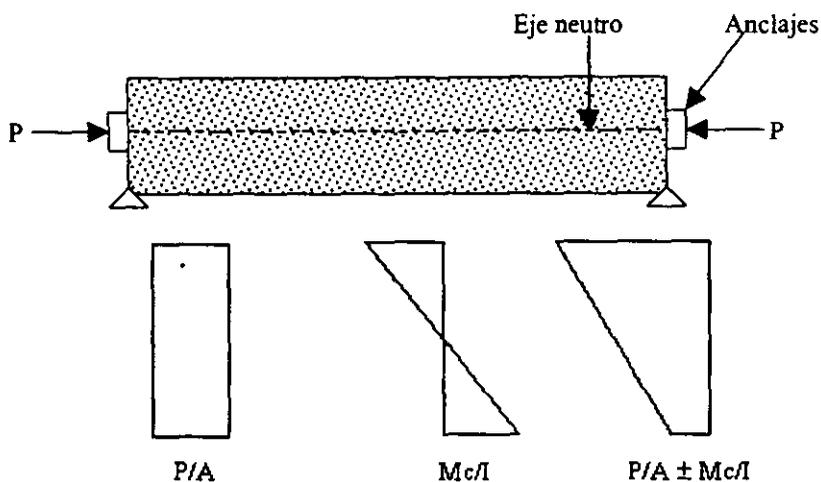


Figura 1. Distribución de esfuerzos a través de una sección de concreto presforzada concéntricamente

Debido al presfuerzo P , un esfuerzo uniforme se producirá a través de la sección que tiene un área A :

$$f = -P/A \quad 1.1$$

Si M es el momento externo en una sección debido a la carga y al peso de la viga, entonces el esfuerzo en cualquier punto a través de la sección debido a M es:

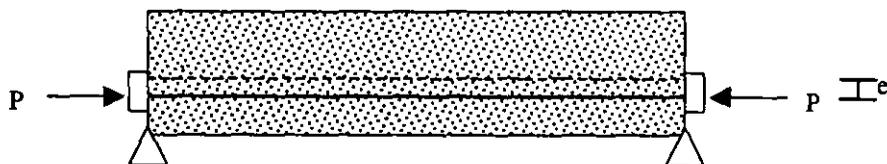
$$f = \frac{My}{I} \quad 1.2$$

dónde y es la distancia desde eje centroidal e I es el momento de inercia de la sección. Así la distribución resultante de esfuerzo está dada por:

$$f = -\frac{P}{A} \pm \frac{My}{I} \quad 1.3$$

como se muestra en la Figura 1.

La trabe es más eficiente cuando el tendón es colocado excéntricamente con respecto al centroide de la sección, Figura 2, donde e es la excentricidad.



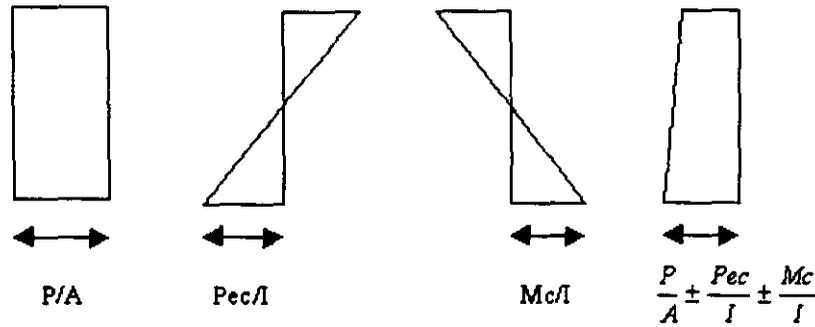


Figura 2. Distribución de esfuerzo a través de una sección de concreto presforzado excéntricamente

Debido a un presfuerzo excéntrico, el concreto es sujeto tanto a un momento como a una carga directa. El momento producido por el presfuerzo es P_e , y los esfuerzos debido a éste momento son:

$$f = \frac{P_e y}{I} \quad 1.4$$

Así, la distribución de esfuerzo resultante está dada por:

$$f = -\frac{P}{A} \pm \frac{P_e y}{I} \pm \frac{M y}{I} \quad 1.5$$

Como se muestra en la figura 2.

Segundo concepto - presforzar para aumentar la resistencia última del elemento. Este concepto es considerar al concreto presforzado como una combinación de acero y concreto, similar al concreto reforzado, con acero tomando tensión y concreto tomando compresión de tal manera que los dos materiales formen un par resistente contra el momento externo (Figura 3). Esto es generalmente un concepto fácil para ingenieros familiarizados con concreto reforzado.

En el concreto presforzado se usa acero de alta resistencia que tendrá que fluir (siempre y cuando la viga sea dúctil) antes de que su resistencia sea completamente alcanzada. Si el acero de alta resistencia es simplemente embebido en el concreto, como en el refuerzo ordinario de concreto, el concreto alrededor tendrá que agrietarse antes de que la resistencia total del acero se desarrolle (Figura 4).

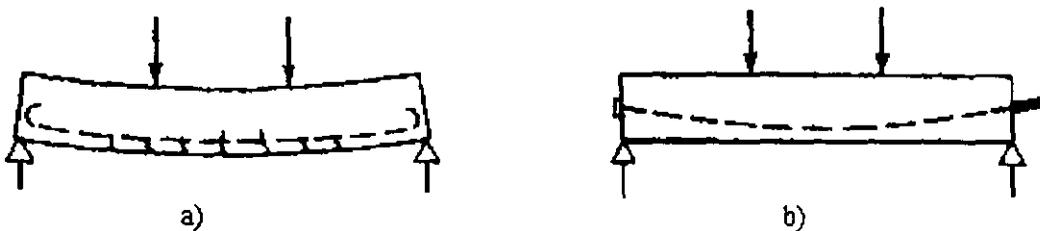


Figura 3. Viga de concreto
a) Simplemente reforzada - grietas y deflexiones excesivas
b) Presforzada - sin grietas y con pequeñas deflexiones

De aquí que es necesario pre-estirar o presforzar al acero. Presforzando y anclando al acero contra el concreto, se producen esfuerzos deseables. Estos esfuerzos permiten la utilización segura y económica de los dos materiales para claros grandes lo cual no puede lograrse en el concreto simplemente reforzado.

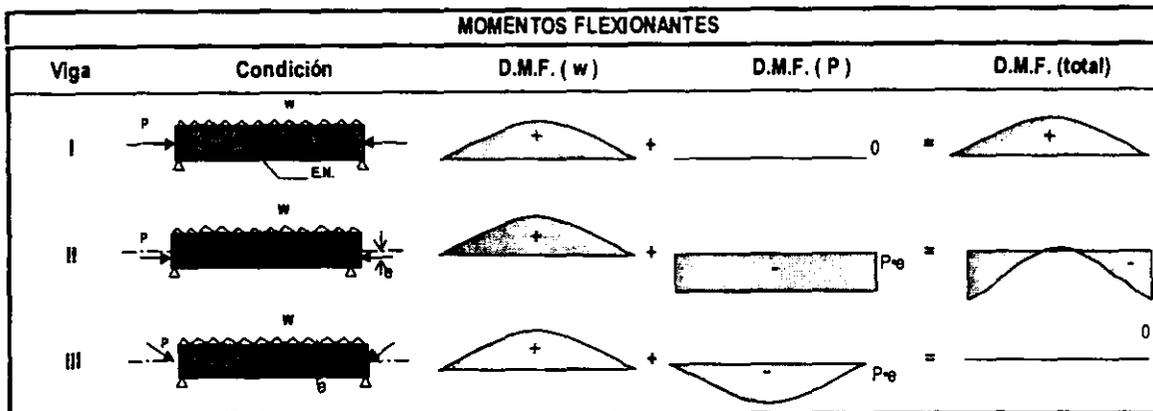


Figura 4. Momentos flexionantes a lo largo de vigas presforzadas simplemente apoyadas

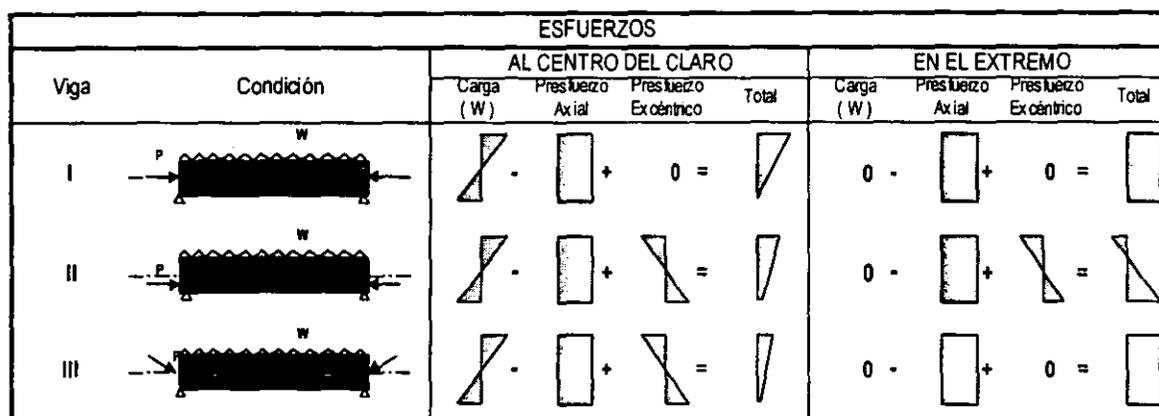


Figura 5. Esfuerzos al centro del claro y en los extremos de vigas simplemente apoyadas con y sin presfuerzo

En la Figura 4 se muestran como ejemplo los diagramas de momentos debidos a carga vertical y al presfuerzo para una viga simplemente apoyada. La carga vertical es la misma para los tres casos que se muestran; sin embargo, los diagramas de momento debidos a la fuerza de presfuerzo son distintos. La viga I tiene presfuerzo axial, es decir, el centro de gravedad de los torones se encuentra en el eje neutro de la sección. Aparentemente, no existe ventaja alguna al colocar presfuerzo axial. La viga II muestra un diagrama de momento constante debido a que el presfuerzo se aplica con excentricidad y su trayectoria es recta a lo largo de toda la viga; en los extremos no existe momento por cargas que disminuya la acción del presfuerzo, por lo que éste se deberá suprimir con encamisados o dispositivos similares. Por último, en la viga III se tiene una distribución de momentos debidos al presfuerzo similar a la curva debida a la carga vertical; el presfuerzo así colocado contrarresta el efecto de las cargas en cada sección de la viga.

La Figura 5 muestra los diagramas de esfuerzo para las mismas vigas tanto al centro del claro como en los extremos. Al centro del claro se aprecia que el comportamiento de la primera viga mejora con el presfuerzo aunque sea sólo axial ya que las tensiones finales que se presentan en la fibra inferior son menores que para una viga sin presforzar; para las otras dos vigas estos esfuerzos son todavía menores por el momento provocado por el presfuerzo excéntrico. En los extremos, la primera y tercera vigas presentan esfuerzos sólo de compresión, mientras que la viga II presenta esfuerzos de tensión y compresión, estos últimos mayores a los de las otras dos vigas debido a la existencia de presfuerzo excéntrico.

1.1.2 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL CONCRETO PRESFORZADO

Ventajas

- Se tiene una mejoría del comportamiento bajo la carga de servicio por el control del agrietamiento y la deflexión
- Permite la utilización de materiales de alta resistencia
- Elementos más eficientes y esbeltos, menos material
- Mayor control de calidad en elementos pretensados (producción en serie). Siempre se tendrá un control de calidad mayor en una planta ya que se trabaja con más orden y los trabajadores están más controlados
- Mayor rapidez en elementos pretensados. El fabricar muchos elementos con las mismas dimensiones permite tener mayor rapidez

Desventajas

- Se requiere transporte y montaje para elementos pretensados. Esto puede ser desfavorable según la distancia a la que se encuentre la obra de la planta
- Mayor inversión inicial
- Diseño más complejo y especializado (juntas, conexiones, etc)
- Planeación cuidadosa del proceso constructivo, sobre todo en etapas de montaje.
- Detalles en conexiones, uniones y apoyos

1.1.3 CLASIFICACIÓN Y TIPOS

Pretensado

El término pretensado se usa para describir cualquier método de presforzado en el cual los tendones se tensan antes de colocar el concreto.

Los tendones, que generalmente son de cable torcido con varios torones de varios alambres cada uno, se restiran o tensan entre apoyos que forman parte permanente de las instalaciones de la planta, como se ilustra en la Figura 6.

Se mide el alargamiento de los tendones, así como la fuerza de tensión aplicada por los gatos.

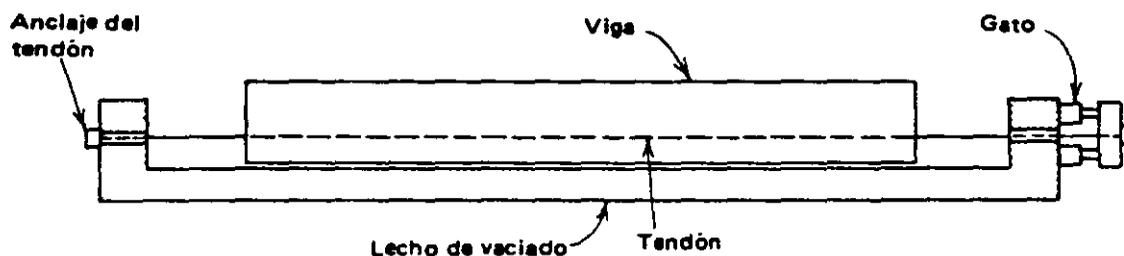


Figura 6. Fabricación de un elemento pretensado

Con la cimbra en su lugar, se vacía el concreto en torno al tendón esforzado. A menudo se usa concreto de alta resistencia a corto tiempo, a la vez que curado con vapor de agua, para acelerar el endurecimiento del concreto. Después de haberse logrado suficiente resistencia, se alivia la presión en los gatos, los torones tienden a acortarse, pero no lo hacen por estar ligados por adherencia al concreto. En esta forma, la forma de presfuerzo es transferida al concreto por adherencia, en su mayor parte cerca de los extremos de la viga, y no se necesita de ningún anclaje especial.

Características:

1. Pieza prefabricada
2. El presfuerzo se aplica antes que las cargas
3. El anclaje se da por adherencia
4. La acción del presfuerzo es interna
5. El acero tiene trayectorias rectas
6. Las piezas son generalmente simplemente apoyadas (elemento estático)

Postensado

Contrario al pretensado el postensado es un método de presforzado en el cual el tendón que va dentro de unos conductos es tensado después de que el concreto ha fraguado. Así el presfuerzo es casi siempre ejecutado externamente contra el concreto endurecido, y los tendones se anclan contra el concreto inmediatamente después del presforzado. Este método puede aplicarse tanto para elementos prefabricados como colados en sitio.

Generalmente se colocan en los moldes de la viga conductos huecos que contienen a los tendones no esforzados, y que siguen el perfil deseado, antes de vaciar el concreto, como se ilustra en la siguiente figura:

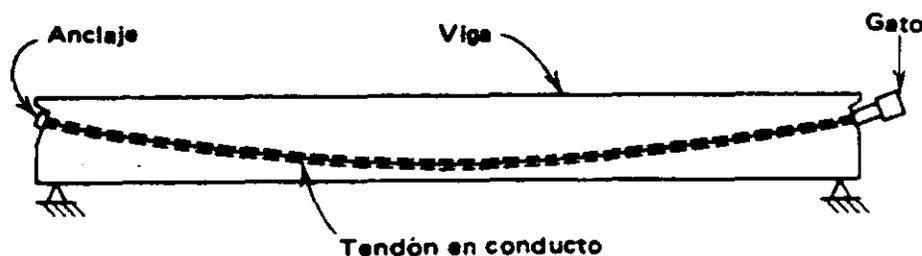


Figura 7. Fabricación de un elemento postensado

Características:

1. Piezas prefabricadas o coladas en sitio.
2. Se aplica el presfuerzo después del colado.
3. El anclaje requiere de dispositivos mecánicos.
4. La acción del presfuerzo es externa.
5. La trayectoria de los cables puede ser recta o curva.
6. La pieza permite continuidad en los apoyos (elemento hiperestático).

Elementos pre y postensados

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 después, ya sea en la planta, a pie de obra o montado en el sitio.

1.1.4 ESTADOS DE CARGA

Una de las peculiares consideraciones en el concreto presforzado es la diversidad de los estados de carga a los cuales el miembro o estructura es sujeto. Para estructuras coladas en sitio, el concreto presforzado tiene que diseñarse por lo menos para dos estados de carga: el estado inicial durante el presforzado y el estado final bajo las cargas externas. Para elementos prefabricados, un tercer estado por transporte debe revisarse. Durante cada uno de estos estados, hay diferentes etapas en las cuales la estructura puede estar bajo diferentes condiciones (Referencia 7).

Estado inicial. El elemento está bajo presfuerzo pero no está sujeto a ninguna carga externa superpuesta. Este estado puede dividirse en los siguientes periodos:

Durante el tensado. Esta es una prueba crítica para la resistencia de los tendones. Generalmente, el máximo esfuerzo al cual los tendones estarán sujetos a través de su vida ocurre en éste periodo. Para el concreto, las operaciones de presforzado imponen varias pruebas en la producción de la resistencia en los anclajes. Debido a que el concreto no tiene la resistencia especificada en el momento en el que el presfuerzo es máximo, es posible la trituración del concreto en los anclajes si su resistencia no es adecuada.

En la transferencia del presfuerzo. Para elementos pretensados, la transferencia del presfuerzo se hace en una operación y en un periodo muy corto. Para elementos postensados, la transferencia es generalmente gradual, y el presfuerzo en los tendones puede ser transferido al concreto uno por uno. En ambos casos no hay carga externa en el elemento excepto su peso en el caso del postensado.

Estado intermedio. Este es el estado durante la transportación y montaje. Ocurre sólo para elementos prefabricados cuando son transportados al sitio y montados en su lugar. Es muy importante asegurar que los miembros sean manejados y soportados apropiadamente en todo momento. Por ejemplo, una viga simple diseñada para ser soportada en sus esquinas se romperá fácilmente si se levanta por el centro. No sólo debe ponerse atención durante el montaje del elemento, sino también cuando se le agreguen las cargas muertas superpuestas.

Estado final. Como para otros tipos de estructuras, el diseñador debe considerar varias combinaciones de cargas vivas en diferentes partes de la estructura con cargas laterales tales como fuerzas de viento y sismo, y cargas por esfuerzos tal como aquellas producidas por asentamientos de apoyos y efectos de temperatura. Para estructuras presforzadas de concreto, especialmente los tipos no convencionales, es usualmente necesario investigar sus cargas últimas y de agrietamiento, su comportamiento bajo sus cargas reales de sostenimiento en adición a la carga de trabajo. Esto es como sigue:

Cargas permanentes. La curvatura o deflexión de un elemento presforzado bajo cargas permanentes generalmente es un factor controlante en el diseño, debido a que el efecto de la flexión aumentará su valor. De aquí que es deseable limitar la curvatura o deflexión bajo estas cargas.

Carga de trabajo. Para diseñar para la carga de trabajo hay una revisión en los esfuerzos y deformaciones excesivas. No es necesariamente una garantía de resistencia suficiente para las sobrecargas.

Carga de agrietamiento. El agrietamiento en un elemento de concreto presforzado significa un cambio repentino en los esfuerzos de cortante y unión. A veces es una medida de la resistencia a la fatiga.

Carga última. Las estructuras diseñadas bajo la base de esfuerzos de trabajo pueden no siempre tener un margen suficiente para sobrecargas. Esto es verdad, por ejemplo, para elementos de concreto presforzado bajo cargas directas de tensión. Debido a que es deseable que una estructura posea una capacidad mínima de sobrecarga, es necesario determinar su resistencia última. Generalmente, la resistencia última de una estructura está definida como la carga máxima que soporta antes del colapso.

1.2 MATERIALES

1.2.1 CONCRETO

Concreto de alta resistencia

El concreto que se usa en la construcción presforzada se caracteriza por una mayor resistencia que aquel que se emplea en concreto reforzado ordinario. Se le somete a fuerzas más altas, y por lo tanto un aumento en su calidad generalmente conduce a resultados más económicos. El uso de concreto de alta resistencia permite la reducción de las dimensiones de la sección de los miembros a un mínimo, lograndose ahorros significativos en carga muerta siendo posible que grandes claros resulten técnica y económicamente posibles. Las objetables deflexiones y el agrietamiento, que de otra manera estarían asociados con el empleo de miembros esbeltos sujetos a elevados esfuerzos, pueden controlarse con facilidad mediante el presfuerzo.

La práctica actual pide una resistencia de 350 a 500 kg/cm² para el concreto presforzado, mientras el valor correspondiente para el concreto reforzado es de 200 a 250 kg/cm² aproximadamente.

Existen otras ventajas. El concreto de alta resistencia tiene un módulo de elasticidad más alto que el concreto de baja resistencia, de tal manera que se reduce cualquier pérdida de la fuerza pretensora debido al acortamiento elástico del concreto. Las pérdidas por flujo plástico que son aproximadamente proporcionales a las pérdidas elásticas, son también menores (Referencia 13).

Alta resistencia en el concreto presforzado es necesaria por varias razones:

Primero, para minimizar su costo, los anclajes comerciales para el acero de presfuerzo son siempre diseñados con base de concreto de alta resistencia. De aquí que el concreto de menor resistencia requiere anclajes especiales o puede fallar mediante la aplicación del presfuerzo. Tales fallas pueden tomar lugar en los apoyos o en la adherencia entre el acero y el concreto, o en la tensión cerca de los anclajes.

Segundo, el concreto de alta resistencia a la compresión ofrece una mayor resistencia a tensión y cortante, así como a la adherencia y al empuje, y es deseable para las estructuras de concreto presforzado ordinario.

Por último, otro factor es que el concreto de alta resistencia está menos expuesto a las grietas por contracción que aparecen frecuentemente en el concreto de baja resistencia antes de la aplicación del presfuerzo.

Para obtener una resistencia de 350 kg/cm², es necesario usar una relación agua-cemento no mucho mayor de 0.45 en peso. Con el objeto de facilitar el colado, se necesitaría un revenimiento de 5 a 10 cm a menos que se fuera a aplicar el vibrador más tiempo de lo ordinario.

Características de esfuerzo-deformación del concreto

En el concreto presforzado, es tan importante conocer las deformaciones como los esfuerzos. Esto es necesario para estimar la pérdida de presfuerzo en el acero y para tenerlo en cuenta para otros efectos del acortamiento elástico. Tales deformaciones pueden clasificarse en cuatro tipos: *deformaciones elásticas*, *deformaciones laterales*, *deformaciones plásticas*, y *deformaciones por contracción*.

Deformaciones elásticas

El término deformaciones elásticas es un poco ambiguo, puesto que la curva esfuerzo-deformación para el concreto no es una línea recta aun a niveles normales de esfuerzo (Figura 8), ni son enteramente recuperables las deformaciones. Pero, eliminando las deformaciones plásticas de esta consideración, la porción inferior de la curva esfuerzo-deformación instantánea, que es relativamente recta, puede llamarse convencionalmente elástica. Entonces es posible obtener valores para el módulo de elasticidad del concreto. El módulo varía con diversos factores, notablemente con la resistencia del concreto, la edad del mismo, las propiedades de los agregados y el cemento, y la definición del módulo de elasticidad en sí, si es el módulo tangente, inicial o secante. Aún más, el módulo puede variar con la velocidad de la aplicación de la carga y con el tipo de muestra o probeta, ya sea un cilindro o una viga. Por consiguiente, es casi imposible predecir con exactitud el valor del módulo para un concreto dado.

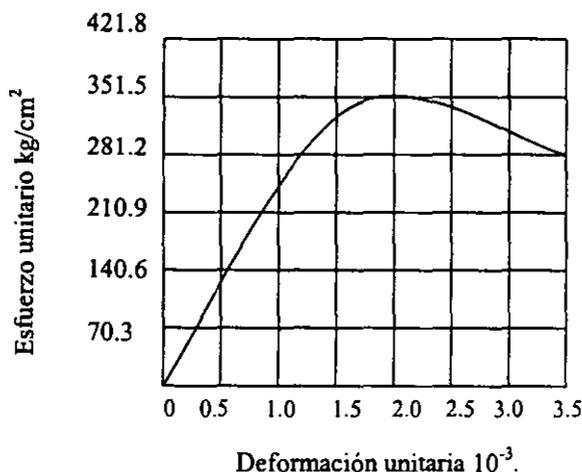


Figura 8. Curva típica esfuerzo-deformación para concreto de 350 kg/cm^2 .

Del solo estudio de las curvas de esfuerzo-deformación resulta obvio que el concepto convencional de módulo de elasticidad no tiene sentido en el concreto. Por lo tanto, es necesario recurrir a definiciones arbitrarias, basadas en consideraciones empíricas. Así, se puede definir el módulo tangente inicial o tangente a un punto determinado de la curva esfuerzo-deformación y el módulo secante entre dos puntos de la misma.

El módulo secante se usa en ensayos de laboratorio para definir la deformabilidad de un concreto dado. La ASTM (Referencia 16) recomienda la pendiente de la línea que une los puntos de la curva correspondiente a una deformación de 0.00005 y al 40% de la carga máxima.

Se han propuesto muchas relaciones que expresan el módulo de elasticidad en función de la resistencia del concreto. Para concreto tipo I de peso volumétrico $\gamma \geq 2,200 \text{ kg/cm}^2$:

$$E_c = 14,000\sqrt{f'_c} \quad (f'_c \text{ en kg/cm}^2) \quad (\text{Referencia 4, artículo 11.3.3})$$

Deformaciones laterales

Cuando al concreto se le comprime en una dirección, al igual que ocurre con otros materiales, éste 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.

La relación de Poisson varía de 0.15 a 0.20 para concreto..

Deformaciones plásticas

La plasticidad en el concreto es definida como deformación dependiente del tiempo que resulta de la presencia de un esfuerzo.

Así definimos al flujo plástico como la propiedad de muchos materiales mediante la cual ellos continúan deformándose a través de lapsos considerables de tiempo bajo un estado constante de esfuerzo o carga. La velocidad del incremento de la deformación es grande al principio, pero disminuye con el tiempo, hasta que después de muchos meses alcanza un valor constante asintóticamente (Referencia 7).

Se ha encontrado que la deformación por flujo plástico en el concreto depende no solamente del tiempo, sino que también depende 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 por flujo plástico es casi directamente proporcional a la intensidad del esfuerzo. Por lo tanto es posible relacionar a la deformación por flujo plástico con la deformación elástica inicial mediante un coeficiente de flujo plástico definido tal como sigue:

$$C_u = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{ci}} \quad 1.6$$

Dónde ϵ_{ci} es la deformación inicial elástica y ϵ_{cu} es la deformación adicional en el concreto, después de un periodo largo de tiempo, debida al flujo plástico.

Deformaciones por contracción

Las mezclas para concreto normal contienen mayor cantidad de agua que la que se requiere para la hidratación del cemento. Esta agua libre se evapora con el tiempo, la velocidad y la terminación del secado dependen de la humedad, la temperatura ambiente, y del tamaño y forma del espécimen del concreto. El secado del concreto viene aparejado con una disminución en su volumen, ocurriendo este cambio con mayor velocidad al principio que al final.

De esta forma, la contracción del concreto debida al secado y a cambios químicos depende solamente del tiempo y de las condiciones de humedad, pero no de los esfuerzos.

La magnitud de la deformación de contracción varía por muchos factores. Por un lado, si el concreto es almacenado bajo el agua o bajo condiciones muy húmedas, la contracción puede ser cero. Puede haber expansiones para algunos tipos de agregados y cementos. Por otro lado, para una combinación de ciertos agregados y cemento, y con el concreto almacenado bajo condiciones muy secas, puede esperarse una deformación grande del orden de 0.001.

La contracción del concreto es algo proporcional a la cantidad de agua empleada en la mezcla. De aquí que si se quiere la contracción mínima, la relación agua cemento y la proporción de la pasta de cemento deberá mantenerse al mínimo.

La calidad de los agregados es también una consideración importante. Agregados más duros y densos de baja absorción y alto módulo de elasticidad expondrán una contracción menor. Concreto que contenga piedra caliza dura tendrá una contracción menor que uno con granito, basalto, y arenisca de igual grado, aproximadamente en ese orden.

La cantidad de contracción varía ampliamente, dependiendo de las condiciones individuales.

Para 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 las construcciones presforzadas.

El valor de la contracción depende además de las condiciones del ambiente.

Concreto ligero

El concreto ligero se logra mediante el empleo de agregados ligeros en la mezcla. El concreto ligero ha sido usado donde la carga muerta es un factor importante y el concreto de peso normal es muy pesado para ser práctico. Es un material apropiado para la construcción de puentes de trabe cajón. Debido a que las propiedades físicas de los agregados normales y ligeros son diferentes, sus factores de diseño también varían. Sin embargo, los procedimientos de diseño son idénticos.

El concreto ligero ha sido particularmente útil en estructuras de varios niveles, donde se requieren peraltes mínimos y la ubicación para las columnas está limitada, y en puentes muy altos donde la carga muerta de la superestructura requiere columnas y estribos excesivamente grandes para resistir las fuerzas sísmicas. El peso reducido del concreto minimiza la cantidad de acero de refuerzo en la superestructura y concreto y acero de refuerzo en la subestructura al grado de que el ahorro en los materiales pueda contrarrestar el ligeramente más elevado costo de los agregados ligeros.

Los esfuerzos por carga muerta en puentes de trabe cajón en voladizo con claros de 230 metros son alrededor del 90% de los esfuerzos totales (Referencia 14). Es así obvio que reducir la carga muerta es un enfoque lógico para la construcción de claros grandes más económicos.

La deformación del concreto es dependiente del tiempo debido al flujo plástico y a la contracción, es de importancia crucial en el diseño de estructuras de concreto presforzado, debido a que estos cambios volumétricos producen una pérdida en la fuerza pretensora y debido a que ellos producen cambios significativos en la deflexión.

1.2.2 ACERO

A) Acero de refuerzo

El uso del acero de refuerzo ordinario es común en elementos de concreto presforzado. Este acero es muy útil para

- Aumentar ductilidad
- Aumentar resistencia
- Resistir esfuerzos de tensión y compresión
- Resistir cortante
- Resistir torsión
- Restringir agrietamiento
- Reducir deformaciones a largo plazo
- Confinar el concreto

El acero de refuerzo suplementario convencional (varillas de acero) se usa comúnmente en la región de altos esfuerzos locales de compresión en los anclajes de vigas postensadas. Tanto para miembros postensados como pretensados es usual proveerlos de varillas de acero longitudinal para controlar las grietas de contracción y temperatura. Finalmente, a menudo es conveniente incrementar la resistencia a la flexión de vigas presforzadas empleando varillas de refuerzo longitudinales suplementarias (Referencia 13).

Las varillas se pueden conseguir en diámetros nominales que van desde 3/8 pulg. hasta 1^{3/8} pulg., con incrementos de 1/8 de pulg. y también en dos tamaños más grandes de más o menos 1^{3/4} y 2^{1/4} pulg de diámetro.

Grados de acero

Acero de refuerzo de grados de 40 y 60 ksi (2800 y 4200 kg/cm²) son usados en la construcción de travesaños de concreto (Gráfica 1).

Aún cuando el refuerzo de grado 60 tiene mayor rendimiento y resistencia última que el de grado 40, el módulo de elasticidad del acero es el mismo y aumentar los esfuerzos de trabajo también aumenta el número total de grietas en el concreto. A fin de superar este problema, los puentes generalmente tienen separaciones menores entre barras. El refuerzo de grado 60 no es tan dúctil como el de grado 40 y es más difícil de doblar (Referencia 14).

B) Acero de presfuerzo

Existen tres formas comunes en las cuales se emplea el acero como tendones en concreto presforzado: alambres redondos estirados en frío, torón y varillas de acero de aleación. Los alambres y los cables trenzados tienen una resistencia a la tensión de más o menos 17600 kg/cm², en tanto que la resistencia de las varillas de aleación está entre los 10,200 y 11250 kg/cm² dependiendo del grado. En México casi no se usan las varillas de acero para el presfuerzo.

Alambres redondos

Los alambres individuales se fabrican laminando en caliente lingotes de acero hasta obtener varillas redondas. Después del enfriamiento, las varillas se pasan a través de troqueles para reducir su diámetro hasta su tamaño requerido. En el proceso de esta operación de estirado, se ejecuta trabajo en frío sobre el acero, lo cual modifica notablemente sus propiedades mecánicas e incrementa su resistencia. A los alambres se les libera de esfuerzo después de estirado en frío mediante un tratamiento continuo de calentamiento hasta obtener las propiedades mecánicas prescritas. Los alambres se consiguen en cuatro diámetros tal como se muestra en la tabla 1.2.1 y en dos tipos.

Tabla 1.2.1. Propiedades de Alambres Sin Revestimiento Revelados de Esfuerzo

Diámetro nominal		Mínima resistencia de Tensión				Mínimo esfzo. Para una elongación de 1%			
		Tipo BA		Tipo WA		Tipo BA		Tipo WA	
Pulg.	mm.	Lb/pulg ²	Kg/cm ²	Lb/pulg ²	Kg/cm ²	Lb/pulg ²	Kg/cm ²	Lb/pulg ²	Kg/cm ²
0.192	4.88	240,000	16,880	250,000	17,590	192,000	13,510	200,000	14,070
0.196	4.98	240,000	16,880	250,000	17,590	192,000	13,510	200,000	14,070
0.250	6.35	240,000	16,880	240,000	16,880	192,000	13,510	192,000	14,070
0.276	7.01	240,000	16,880	235,000	16,880	192,000	13,510	182,000	14,070

También se puede conseguir alambres de bajo relajamiento, a veces conocidos como estabilizados. Se emplean cuando se quiere reducir al máximo la pérdida de presfuerzo.

Los tendones están compuestos normalmente por grupos de alambres, dependiendo el número de alambres de cada grupo del sistema particular usado y de la magnitud de la fuerza pretensora requerida. Los tendones para prefabricados postensados típicos pueden consistir de 8 a 52 alambres individuales. Se pueden emplear tendones múltiples, cada uno de ellos compuesto de grupos de alambres para cumplir con los requisitos.

Torones

El torón se usa casi siempre en miembros pretensados, y a menudo se usa también en construcción postensada. El torón es fabricado con siete alambres, 6 firmemente torcidos alrededor de un séptimo de diámetro ligeramente mayor. El paso de la espiral de torcido es de 12 a 16 veces el diámetro nominal del cable, teniendo una resistencia a la ruptura garantizada de 17 590 kg/cm² conocido como grado 250K. Se ha estado produciendo un acero más resistente conocido como grado 270K, con una resistencia mínima a la ruptura de 270,000 lb/pulg² (18,990 kg/cm²).



Para los torones se usa el mismo tipo de alambres relevados de esfuerzo y estirados en frío que los que se usan para los alambres individuales de presfuerzo. Sin embargo, las propiedades mecánicas se evidencian ligeramente diferentes debido a la tendencia de los alambres torcidos a enderezarse cuando se les sujeta a tensión, debido a que el eje de los alambres no coincide con la dirección de la tensión. Al torón se le releva de esfuerzos mediante tratamiento térmico después del trenzado. Los torones de bajo relajamiento se pueden conseguir mediante pedido especial.

Los torones pueden obtenerse entre un rango de tamaños que va desde 0.25 pulgadas hasta 0.6 pulgadas de diámetro.

Tabla 1.2.2. Propiedades del torón de 7 alambres sin revestimiento

Diámetro Nominal		Resistencia a la ruptura		Area Nominal del Torón		Carga mínima para una elongación de 1%	
pulg	mm	Lb	kN	pulg ²	mm ²	Lb	kN
GRADO 250							
0.250	6.35	9,000	40.0	0.036	23.22	7,650	34.0
0.313	7.94	14,500	64.5	0.058	37.42	12,300	54.7
0.375	9.53	20,000	89.0	0.080	51.61	17,000	75.6
0.438	11.11	27,000	120.1	0.108	69.68	23,000	102.3
0.500	12.70	36,000	160.1	0.144	92.90	30,600	136.2
0.600	15.24	54,000	240.2	0.216	139.35	45,900	204.2
GRADO 270							
0.375	9.53	23,000	102.3	0.085	54.84	19,550	87.0
0.438	11.11	31,000	137.9	0.115	74.19	26,550	117.2
0.500	12.7	41,300	183.7	0.153	98.71	35,100	156.1
0.600	15.24	58,600	260.7	0.217	140.00	49,800	221.5

Varillas de acero de aleación.

En el caso de varillas de aleación de acero, la alta resistencia que se necesita se obtiene mediante la introducción de ciertos elementos de ligazón, principalmente manganeso, silicón y cromo durante la fabricación de acero. Adicionalmente se efectúa trabajo en frío en las varillas al fabricar estas para incrementar aún más su resistencia. Después de estirarlas en frío, a las varillas se les releva de esfuerzos para obtener las propiedades requeridas.

Las varillas de acero de aleación se consiguen en diámetros que varían de $\frac{1}{2}$ pulgada hasta $1\frac{3}{8}$ de pulgada, tal como se muestra en la tabla 1.2.3.

En México las varillas casi no se usan para la fabricación de elementos presforzados, siendo los torones de baja relajación los más utilizados.

Tabla 1.2.3. Propiedades de las varillas de acero de aleación

Diámetro nominal		Area nominal de la varilla		Resistencia a la ruptura		Mínima carga para una elongación de 0.7%	
Pulg	mm	Pulg ²	mm ²	Lb	kN	Lb	kN
GRADO 145							
1/2	12.7	0.196	127	28,000	125	25,000	111
5/8	15.88	0.307	198	45,000	200	40,000	178
3/4	19.05	0.442	285	64,000	285	58,000	258
7/8	22.23	0.601	388	87,000	387	78,000	347
1	25.40	0.785	507	114,000	507	102,000	454

1 1/8	28.58	0.994	642	144,000	641	129,000	574
1 1/4	31.75	1.227	792	178,000	792	160,000	712
1 3/8	34.93	1.485	957	215,000	957	193,000	859
GRADO 160							
1/2	12.7	0.196	127	31,000	138	27,000	120
5/8	15.88	0.307	1989	49,000	218	43,000	191
3/4	19.05	0.442	285	71,000	316	62,000	276
7/8	22.23	0.601	388	96,000	427	84,000	374
1	25.40	0.785	507	126,000	561	110,000	490
1 1/8	28.58	0.994	642	159,000	708	139,000	619
1 1/4	31.75	1.227	792	196,000	872	172,000	765
1 3/8	34.93	1.485	958	238,000	1059	208,000	926

C) 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 2530 kg/cm².

Malla electrosoldada

Por su fácil colocación, las retículas de alambre o mallas electrosoldadas se emplean comúnmente en aletas de trabes cajón, doble te y similares. El esfuerzo nominal de fluencia es de 5000 kg/cm². La nominación más común de los distintos tipos de malla es como sigue

$$S_L \times S_T - C_L / C_T$$

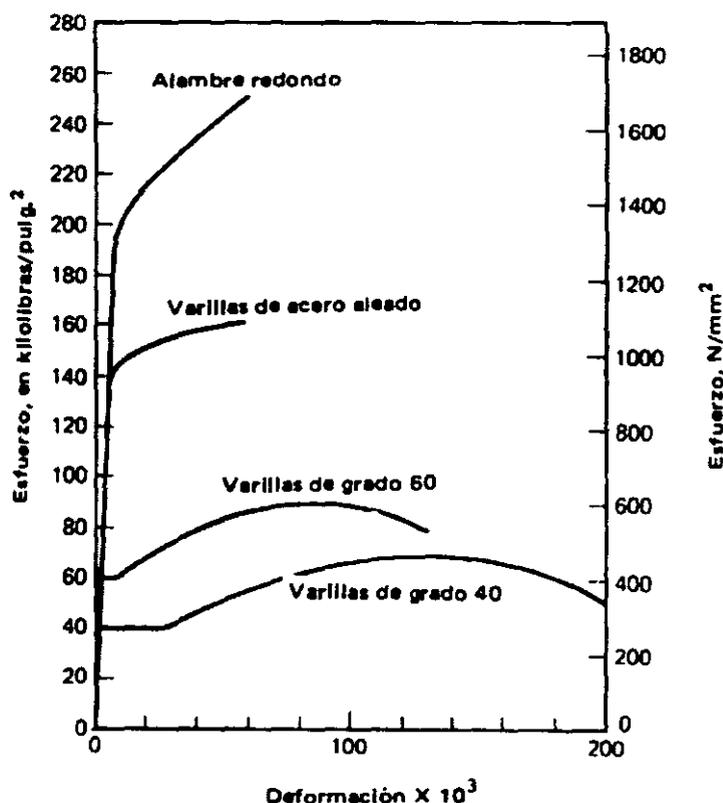
En donde S es la separación en pulgadas, C es el calibre en direcciones longitudinal L y transversal T, respectivamente. La malla que más se utiliza es la 6x6-6/6.

Características de esfuerzo-deformación del acero

Deformaciones elásticas

La mayoría de las propiedades de los aceros que son de interés para los ingenieros se pueden obtener directamente de sus curvas de esfuerzo deformación. Tales características importantes como el límite elástico proporcional, el punto de fluencia, la resistencia, la ductilidad y las propiedades de endurecimiento por deformación son evidentes de inmediato.

En la Gráfica 1 comparamos las curvas de esfuerzo deformación a tensión de varillas ordinarias con las de aceros típicos para el presfuerzo



Gráfica 1. Curvas comparativas de esfuerzo-deformación para acero de refuerzo y acero de presfuerzo.

En el acero de refuerzo ordinario, tipificados mediante los grados 40 y 60, existe una respuesta inicial elástica hasta un punto de fluencia bien definido, más allá del cual, ocurre un incremento substancial en la deformación sin que venga aparejado un incremento en el esfuerzo. Si se sigue incrementando la carga, esta mesa de fluencia es seguida por una región de endurecimiento por deformación, durante el cual se obtiene una relación pronunciadamente no lineal entre el esfuerzo y la deformación. Eventualmente ocurrirá la ruptura del material, a una deformación bastante grande alrededor del 13% para varillas de grado 60 y del 20% para varillas del grado 40.

El contraste con los aceros de presfuerzo es notable. Estos no presentan un esfuerzo de fluencia bien definido. El límite proporcional para cables redondos (y para cables hechos con tales alambres) está alrededor de 14,000 kg/cm², o sea 5 veces el punto de fluencia de las varillas del grado 40. Con carga adicional, los alambres muestran una fluencia gradual, aunque la curva continúa elevándose hasta la fractura del acero.

Las varillas de aleación tienen características similares a aquellas de los alambres redondos o de los cables trenzados, pero sus límites proporcionales y resistencias son de 30 a 40% menores.

El módulo de elasticidad para las varillas de refuerzo es más o menos el mismo: 2.04×10^6 kg/cm².

Los aceros de alta resistencia no presentan un punto de fluencia bien definido. Se han propuesto diversos métodos arbitrarios para definir el punto de fluencia del acero de alta resistencia. Una forma de calcularlo es tomando el esfuerzo en el cual el elemento tiene una deformación unitaria de 1%. Otra forma es trazando una paralela a la curva esfuerzo-deformación en el punto correspondiente al 0.2% de la deformación unitaria y el esfuerzo de fluencia será en donde la paralela corte a la curva.

Para tales casos se define un punto de fluencia equivalente, como el esfuerzo para el cual la deformación total tiene un valor de 0.5% para varillas de los grados 40, 50 y 60 y de 0.6% para varillas de grado 75.

Para alambres redondos lisos el módulo de elasticidad es más o menos el mismo que para el refuerzo ordinario, esto es, alrededor de $2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$.

Para torón y para varillas de aleación el módulo de elasticidad es más o menos de $1.9 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$.

Deformación por relajación

Cuando al acero de presfuerzo se le esfuerza hasta los niveles que son usuales durante el tensado inicial y al actuar las cargas de servicio, se presenta una propiedad llamada relajamiento y se define como la pérdida de esfuerzo en un material esforzado mantenido con longitud constante. En los miembros de concreto presforzado, el flujo plástico y la contracción del concreto así como las fluctuaciones de las cargas aplicadas producen cambios en la longitud del tendón. Sin embargo, cuando se calcula la pérdida en el esfuerzo del acero debida al relajamiento, se puede considerar la longitud constante.

El relajamiento es un fenómeno de duración indefinida, aunque a una velocidad decreciente y debe tomarse en cuenta en el diseño ya que produce una pérdida significativa de la fuerza pretensora.

Corrosión y deterioro de trenzas

La protección por corrosión del acero de presfuerzo es más crítica para el acero de presfuerzo. Tal precaución es necesaria debido a que la resistencia del elemento de concreto presforzado está en función de la fuerza de tensado, que a la vez está en función del área del tendón de presfuerzo. La reducción del área del acero de presfuerzo debido a la corrosión puede reducir drásticamente el momento nominal resistente de la sección presforzada, lo cual puede conducir a la falla prematura del sistema estructural. En elementos pretensados la protección contra la corrosión se provee con el concreto alrededor del tendón. En elementos postensados, la protección se puede obtener inyectando con lechada en los ductos después de que el presforzado este completo.

Otra forma de deterioro de alambres o trenzas es la corrosión por esfuerzo, que se caracteriza por la formación de grietas microscópicas en el acero el cual se vuelve frágil y falla. Este tipo de reducción en la resistencia puede ocurrir sólo bajo esfuerzos muy altos y, aunque es poco común, es difícil de prevenir.

CAPITULO 2. PÉRDIDA PARCIAL DE LA FUERZA DE PRESFUERZO

INTRODUCCIÓN

A partir de la fuerza de tensado original en un elemento de concreto presforzado se presentarán pérdidas que deben considerarse para calcular la fuerza de presfuerzo de diseño efectiva que deberá existir cuando se aplique la carga.

De cualquier modo, la fuerza efectiva no puede medirse fácilmente; sólo se puede determinar convencionalmente la fuerza total en los tendones en el momento de presforzarlos (presfuerzo inicial). El presfuerzo efectivo es menor que el presfuerzo inicial y a la diferencia entre estos dos valores se le llama pérdida de la fuerza de presforzado.

Las pérdidas en la fuerza de presfuerzo se pueden agrupar en dos categorías: aquellas que ocurren inmediatamente durante la construcción del elemento, llamadas pérdidas instantáneas y aquellas que ocurren a través de un extenso periodo de tiempo, llamadas pérdidas diferidas o dependientes del tiempo. La fuerza de presfuerzo o fuerza de tensado del gato P_t , puede reducirse inmediatamente a una fuerza inicial P_i debido a las pérdidas por deslizamiento del anclaje, fricción, relajación instantánea del acero, y el acortamiento elástico del concreto comprimido. A medida que transcurre el tiempo, la fuerza se reduce gradualmente, primero rápidamente y luego lentamente, debido a los cambios de longitud provenientes de la contracción y el flujo plástico del concreto y debido a la relajación diferida del acero altamente esforzado. Después de un periodo de muchos meses, o aún años, los cambios posteriores en los esfuerzos llegan a ser insignificantes, y se alcanza una fuerza pretensora constante definida como la fuerza pretensora efectiva o final P_f .

Para calcular las diferentes pérdidas de presfuerzo existen diferentes fórmulas en varios libros y en los diferentes códigos de distintos países.

Las pérdidas de presforzado en miembros construidos y presforzados en una sola etapa, pueden tomarse como:

- En miembros pretensados:

$$\Delta PT = \Delta AE + \Delta CC + \Delta FP + \Delta RE \quad 2.1$$

- En miembros postensados

$$\Delta PT = \Delta FR + \Delta DA + \Delta AE + \Delta CC + \Delta FP + \Delta RE \quad 2.2$$

donde:

ΔPT = pérdida total	(kg/cm ²)
ΔFR = pérdida debido a fricción	(kg/cm ²)
ΔDA = pérdida debido al deslizamiento del anclaje	(kg/cm ²)
ΔAE = pérdida debido al acortamiento elástico	(kg/cm ²)
ΔCC = pérdida debido a la contracción	(kg/cm ²)
ΔFP = pérdida debido al flujo plástico del concreto	(kg/cm ²)
ΔRE = pérdida debido a la relajación del acero	(kg/cm ²)

En la Tabla A se muestran los diferentes tipos de pérdidas que existen y en que etapa ocurren.

Tabla A. Tipos de pérdidas de presfuerzo

Tipo de pérdida	Etapa de ocurrencia	
	Elementos pretensados	Elementos postensados
Deslizamiento del anclaje	-----	En la transferencia
Acortamiento elástico del concreto	En la transferencia	Al aplicar los gatos
Relajación instantánea del acero	Antes de la transferencia	-----
Fricción	-----	Al aplicar los gatos
Contracción del concreto	Después de la transferencia	Después de la transferencia
Flujo plástico del concreto	Después de la transferencia	Después de la transferencia
Relajación diferida del acero	Después de la transferencia	Después de la transferencia

2.1 PÉRDIDAS INSTANTÁNEAS

2.1.1 DESLIZAMIENTO DEL ANCLAJE

En los miembros postensados, cuando se libera la fuerza del gato, la tensión del acero se transfiere al concreto mediante anclajes. Existe inevitablemente una pequeña cantidad de deslizamiento en los anclajes después de la transferencia, a medida en que las cuñas se acomodan dentro de los tendones, o a medida en que se deforma el dispositivo de anclaje. La magnitud de la pérdida por deslizamiento en los anclajes dependerá del sistema particular que se use en el presfuerzo o en el dispositivo de anclaje.

Conocido el deslizamiento del dispositivo de anclaje especificado, la pérdida por deslizamiento en el anclaje se puede calcular con la expresión:

$$\Delta DA = \frac{\delta L}{L} E_p \quad (\text{kg/cm}^2) \quad 2.3$$

donde:

δL = cantidad de deslizamiento

E_p = módulo de elasticidad del acero de presfuerzo

L = longitud del tendón.

L deberá ser reducida a L_1 cuando exista fricción como sigue:

$$L_1 = \sqrt{\frac{\delta L E_p}{f_i \left(\frac{\mu \sum \alpha}{L} + K \right)}} \quad 2.4$$

donde:

f_i = esfuerzo después de la transferencia

μ = coeficiente de fricción por curvatura intencional (1/rad)

K = coeficiente de fricción secundario o de balance (1/m)

α = suma de los valores absolutos del cambio angular de la trayectoria del acero de presfuerzo a la esquina del gato, o de la esquina más cercana del gato si el tendido se hace igual en ambas esquinas, en el punto bajo investigación (rad)

Los valores de μ y K se darán en la Tabla 2.1 y 2.2.

La pérdida por desplazamiento del cable en el anclaje será máxima en el anclaje mismo e irá disminuyendo a medida que la fricción contrarresta este deslizamiento, por lo que la trayectoria seguida por la recuperación de la tensión será simétrica a la de las pérdidas por fricción previamente calculada.

El valor del deslizamiento δL depende del sistema de anclaje y es proporcionado por el fabricante, pudiendo variar de 1 a 10 mm (Referencia 10). La magnitud de este deslizamiento asumido por el diseño y usado para calcular la pérdida de deslizamiento deberá mostrarse en los documentos del contrato.

En los elementos pretensados se desprecian estas pérdidas, al ser pequeñas, se acostumbra tensar un poco más para absorber el deslizamiento.

2.1.2 FRICCIÓN

Una pérdida de la fuerza de presforzado ocurre entre los elementos postensados debido a la fricción entre los tendones y los ductos. La magnitud de esta fuerza es función de la forma del tendón o alineación, llamado efecto por curvatura, y de las desviaciones locales en el alineamiento llamado efecto por deformación no intencional. Los valores de los coeficientes de pérdida varían según el tipo de tendón y de la alineación del ducto.

En los miembros postensados, por lo general los tendones se anclan en un extremo y se estiran mediante los gatos desde el otro. A medida en que el acero se desliza a través del ducto, se desarrolla la resistencia friccionante, por lo que la tensión en el extremo anclado es menor que la tensión en el gato. Las fuerzas friccionantes se consideran función de dos efectos: la curvatura intencional (primaria) del tendón y la curvatura (secundaria) no intencional (o balanceo) de la trayectoria especificada del ducto.

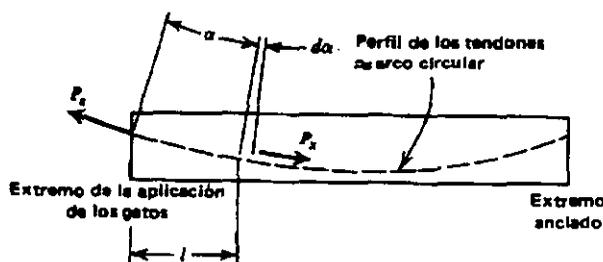


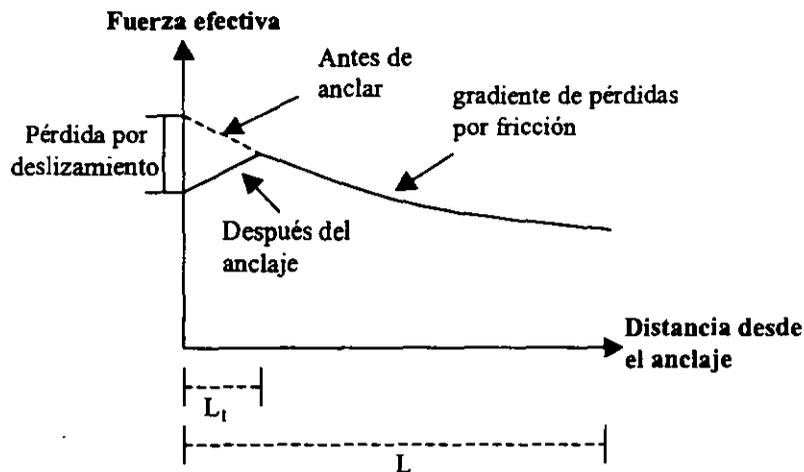
Figura 2.1. Pérdida de presfuerzo debida a la fricción por curvatura.

Los coeficientes típicos de fricción (μ y k) para cada uno de estos efectos están especificados en los criterios de diseño de las Referencias 1, 2, 3, 4 y 5.

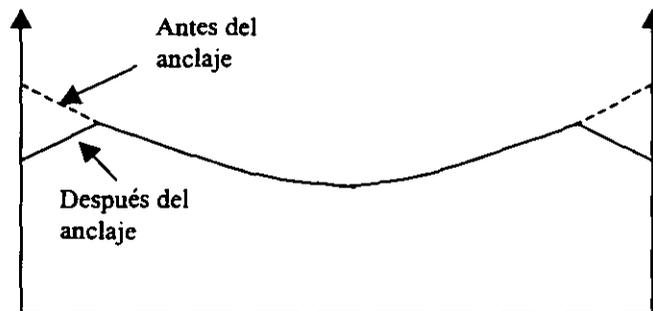
Las pérdidas debidas a la fricción por deformaciones no intencionales del ducto se encontrarán presentes aún para los casos de tendones rectos, debido a que en los casos reales el ducto no puede ser perfectamente recto y existe fricción entre los torones.

La cantidad de pérdidas depende del tipo de tendón y el ducto a emplearse, así como del cuidado que se tome durante la construcción.

Mientras el tendón se tensa en una esquina con la fuerza P , este tendrá fricción con el ducto de tal forma que el esfuerzo en el tendón variará desde el plano del gato hasta la longitud L del claro como se muestra en la figura 2.1:



(a)



(b)

Figura 2.1 Distribución del esfuerzo friccional en el tendón

(a) Tensando de un lado

(b) Tensando de los dos lados

Se puede tensar por los dos lados (Figura 2.1 b), sin embargo, por lo general esto no resulta económico debido a que se incrementa el costo por el dispositivo de anclaje adicional, la mano de obra y el tiempo adicional.

Según las Referencias 1 y 5 las pérdidas debido a la fricción entre el tendón de presforzado y los conductos huecos en elementos postensados se deberán calcular con la fórmula:

$$\Delta FR = f_t \left(1 - e^{-(KX + \mu\alpha)} \right) \quad (\text{kg/cm}^2) \quad 2.5$$

donde:

f_t = esfuerzo en el acero de presfuerzo al aplicar los gatos (kg/cm^2)

x = longitud de un tendón de presfuerzo de la esquina del gato a cualquier punto en consideración (m)

K = coeficiente de fricción secundario o de balance (1/m)

μ = coeficiente de fricción primario por curvatura intencional (1/rad)

Los valores de K y μ deberán basarse en datos experimentales para los materiales especificados y deberán mostrarse en los documentos del contrato. En la ausencia de tales datos, un valor dentro de los rangos de k y μ especificados en la Tabla 2.1 pueden usarse. Estos valores dependen tanto del tipo del ducto como del tipo de acero.

Tabla 2.1. Coeficientes de fricción para tendones postensados (Referencia 1).

TIPO DE TENDONES Y CUBIERTA	Coficiente de deformación no intencional K (1/m)	Coficiente primario μ (1/rad)
-Tendones en ductos galvanizados rígidos y semirígidos Trenzas de 7 alambres	0.0007	0.05-0.25
-Tendones pre-engrasados, alambres y trenzas de 7 alambres	0.001 - 0.0066	0.05 - 0.15
-Tendones revestidos de mastique (resina) Alambres y trenzas de 7 alambres	0.0033 - 0.0066	0.05 - 0.15
-Tubos desviadores de acero rígido	0.0007	0.25 Lubricación probablemente requerida

Para tendones confinados a un plano vertical, α deberá tomarse como la sumatoria de los valores absolutos de los cambios angulares sobre la longitud x . Para tendones curvos en 3 dimensiones, el cambio angular tridimensional total α deberá obtenerse sumando, vectorialmente, el cambio angular vertical total α_v , y el cambio angular horizontal total, α_h .

Las pérdidas por fricción en acero postensado estarán basadas en los coeficientes (experimentalmente obtenidos) de balanceo y curvatura, y deberán verificarse durante las operaciones de los esfuerzos. Los valores de los coeficientes asumidos para el diseño, y los rangos aceptables de las fuerzas de los gatos y elongaciones del acero, deberán mostrarse en los planos. Estas pérdidas por fricción deberán calcularse como sigue (Referencias 2, 6 y 4):

$$\Delta P_0 = P_x e^{(\mu\alpha + KX)} \quad \text{para } (KX + \mu\alpha) > 0.3$$

$$\Delta FR = f_t \left(1 - e^{-(\mu\alpha + KX)} \right) \quad \text{kg/cm}^2 \quad 2.6$$

$$\Delta P_0 = P_x (1 + \mu\alpha + KX) \quad \text{para } (\mu\alpha + KX) < 0.3$$

$$\Delta FR = f_t \left(1 - \frac{1}{(1 + \mu\alpha + KX)} \right) \quad \text{kg/cm}^2 \quad 2.7$$

donde:

P_0 = fuerza en el gato.

P_x = fuerza en el punto X (en m) desde donde se aplica el gato.

En la figura 2.2 se muestra la gráfica del porcentaje de la pérdida en decimal contra el segundo múltiplo de las dos ecuaciones anteriores, manteniendo constante a $KX + \mu\alpha$.

La ecuación 2.7 es una aproximación de la ecuación 2.6 por lo que se recomienda usar sólo la primera ecuación para ser conservadores, como en el AASHTO LRFD.

Las pérdidas por fricción ocurren antes del anclaje y deberán estimarse para el diseño y revisarse durante operaciones de esfuerzos de tensado. Los ductos rígidos deberán tener suficiente resistencia para mantener su alineamiento correcto sin balanceo visible durante el colocado del concreto. Los ductos rígidos pueden fabricarse con juntas soldadas o trabadas. El galvanizado de las juntas no será requerido.

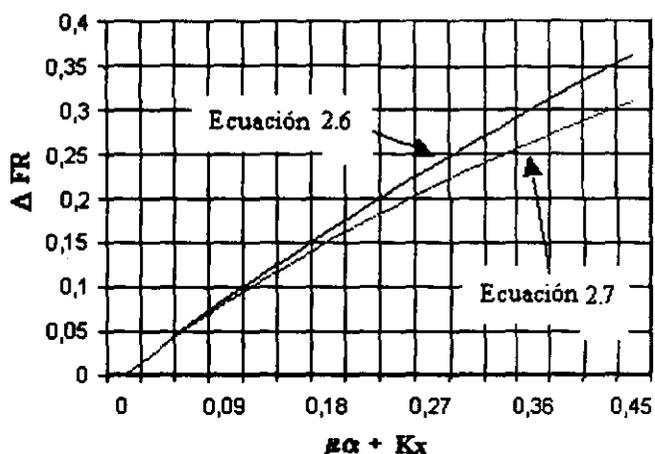


Figura 2.2. Comparación de las ecuaciones 2.6 y 2.7 de pérdida por fricción

Los valores de K y μ de la tabla 2.2 deberán usarse cuando no estén disponibles los datos experimentales de los materiales usados.

Tabla 2.2 Coeficientes de fricción para tendones postensados (Referencia 2).

TIPO DE TENDÓN	TIPO DE DUCTO	K/m	μ (1/rad)
Alambre o trenza sin galvanizar	Cubierta de metal brillante	0.0066	0.3
	Cubierta de metal galvanizado	0.0049	0.25
	Engrasado o revestido de asfalto enrollado	0.0066	0.30
	Galvanizado rígido	0.0007	0.25

Los valores extremos de los diferentes Códigos se muestran en la Tabla 2.3.

Tabla 2.3 Valores extremos de K y μ de diferentes códigos de diseño

Código	K	μ
AASHTO LRFD	0.0007-0.0066	0.05-0.25
AASHTO ST	0.0007-0.0066	0.15-0.25
RCDF	0.0015-0.005	0.15-0.25
OHBDC	0.0016 - 0.0046	0.18-0.20
ACI	0.0007-0.0066	0.05-0.3

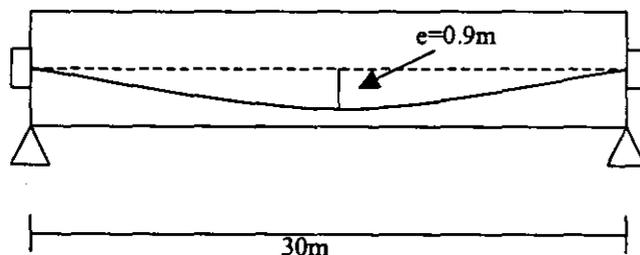
EJEMPLO ILUSTRATIVO:

Calcular la fuerza en un tendón postensado a la mitad del claro de una viga de 30 metros de largo. El tendón está en una trayectoria parabólica de ordenada igual a 0.9 metros desde el centro del claro.

Calcule también la pérdida de la fuerza de presfuerzo. Usar las fórmulas del AASHTO ST.

A) Suponga que el ducto es de metal y que el tendón esta compuesto de trenzas de 7 alambres.

B) Repetir los cálculos con ductos de metal galvanizado.



SOLUCIÓN:

Debido a que la tangente del ángulo entre las tangentes del tendón puede asumirse numéricamente igual al valor del ángulo expresado en radianes, el valor de α se encuentra como sigue:

$$\alpha = \tan \alpha = \frac{4e}{L} = \frac{4 \times 0.9}{30} = 0.12$$

donde e es la excentricidad desde el centro del claro.

Usando los coeficientes de la Tabla 2.2.

A) Con ductos de metal brillante

$$\mu \alpha = 0.3 \times 0.12 = 0.036$$

$$KX = 6.6 \times 10^{-6} \times 15000 = 0.099$$

$$(\mu \alpha + KX) = 0.135 < 0.3$$

$$P_0 = P_x e^{0.135} = 1.14 P_x$$

$$P_x = 0.877 P_0$$

$$\Delta FR = (1 - 0.877) f_t = 12.3 \% \text{ de } f_t$$

B) Con ductos galvanizados:

$$\mu\alpha = 0.25 \times 0.12 = 0.03$$

$$KX = 4.9 \times 10^{-6} \times 15000 = 0.0735$$

$$(\mu\alpha + KX) = 0.104 < 0.3$$

$$P_0 = P_X e^{0.104} = 1.11 P_X$$

$$P_X = 0.901 P_0$$

$$\Delta FR = (1 - 0.901) f_t = 9.9 \% \text{ de } f_t$$

2.1.3 ACORTAMIENTO ELASTICO

Cuando la fuerza pretensora se transfiere a un miembro, existirá un acortamiento elástico en el concreto a medida en que se comprime. Éste puede determinarse fácilmente por la propia relación esfuerzo-deformación del concreto. La cantidad de acortamiento elástico que contribuye a las pérdidas depende en el método de presforzado.

Para miembros pretensados, en los cuales el tendón se encuentra adherido al concreto al momento de la transferencia, el cambio en la deformación del acero es el mismo que el de la deformación de compresión del concreto al nivel del centroide del acero. Para los miembros postensados en los cuales se tensan al mismo tiempo a todos los tendones, la deformación elástica del concreto ocurre cuando se aplica la fuerza en el gato, y existe un acortamiento inmediato por lo que no existen pérdidas. No será este el caso si los diversos tendones se tensan consecutivamente.

Elementos pretensados

Si el tendón mostrado en la Figura 2.3 tiene una excentricidad 'e' al centro del claro de la viga, el esfuerzo que sufre el concreto en la sección del centro del claro al nivel del acero de presfuerzo será:

$$f_{cgp} = -\frac{P_i}{A_{ss}} - \frac{P_i \times e^2}{I_{ss}} + \frac{M_{pp} \times e}{I_{ss}}$$

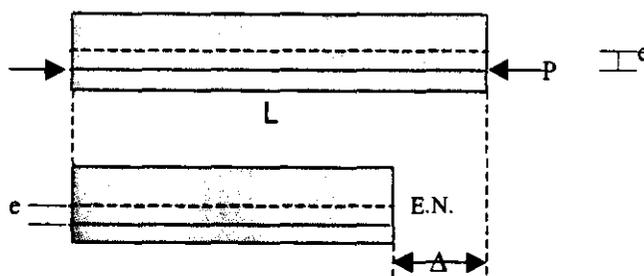


Figura 2.3 Acortamiento elástico

donde e es la excentricidad, M_{pp} el momento debido al peso propio, I_{ss} el momento de inercia de la sección simple y P_i es la fuerza inmediatamente después de la transferencia y tiene un valor menor que la fuerza de tensado P_t . La reducción del esfuerzo en el acero depende de los efectos de la relajación instantánea. Debido a

que es difícil determinar exactamente el valor reducido P_i , y debido a que las observaciones indican que la reducción es solamente unos puntos porcentuales, es posible usar el valor inicial de P_i , o reducirlo el 10 %.

Según las Referencias 1, 3 y 5, la pérdida debido al acortamiento elástico en miembros pretensados deberá tomarse como:

$$\Delta AE = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \quad (\text{kg/cm}^2) \quad 2.8$$

donde:

f_{cgp} = sumatoria de los esfuerzos del concreto en el centro de gravedad de los tendones pretensados debido a la fuerza de presfuerzo después de la transferencia y al peso propio del miembro en las secciones de momento máximo.

E_{ci} = módulo de elasticidad del concreto en la transferencia, el cual se puede calcular como sigue:

$$E_{ci} = \frac{w^{3/2} \sqrt{f'_{ci}}}{7.3} \quad (\text{kg/cm}^2) \quad 2.9$$

donde w es el peso volumétrico del concreto en kg/m^3 y f'_{ci} es la resistencia del concreto en el momento de la transferencia en kg/cm^2 .

Elementos postensados

En elementos postensados, la pérdida por acortamiento elástico varía desde cero, si todos los tendones se tensan simultáneamente, hasta la mitad del valor calculado para el caso de pretensado, si varios pasos de tensado tienen lugar.

Cuando se tensan al mismo tiempo todos los tendones, la deformación elástica del concreto ocurre cuando se aplica la fuerza en el gato, y existe una compensación automática para las pérdidas por acortamiento elástico, las cuales por lo tanto no necesitan calcularse.

Para el caso en que se usan tendones múltiples y se tensan siguiendo una secuencia, existirán pérdidas. El primer tendón que se ancle sufrirá una pérdida de esfuerzo cuando se tense el segundo, el primero y el segundo sufrirán pérdida de esfuerzo cuando se tense el tercero, etc.

Según las referencias 1, 3 y 5 la pérdida debido al acortamiento elástico en miembros postensados puede tomarse como:

$$\Delta AE = \frac{N-1}{2N} \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \quad (\text{kg/cm}^2) \quad 2.10$$

donde:

N = número de veces que se tensa.

Si se tensan todos los tendones simultáneamente, $N=1$ y por lo tanto el valor de $\Delta AE=0$. Cuando N es muy grande, $\frac{N-1}{2N} \approx 0.5$.

Los valores de f_{cgp} pueden calcularse usando un esfuerzo en el acero reducido debajo del valor inicial por un margen dependiente en los efectos de la relajación y fricción. Para estructuras postensadas con tendones desunidos, el valor de f_{cgp} puede calcularse como el esfuerzo en el centro de gravedad del acero presforzado promediado a lo largo de la longitud del miembro.

2.2 PÉRDIDAS DEPENDIENTES DEL TIEMPO O DIFERIDAS

2.2.1 CONTRACCIÓN

Las mezclas para concreto normal contienen mayor cantidad de agua que la que se requiere para la hidratación del cemento. Esta agua libre se evapora con el tiempo, la velocidad y la terminación del secado dependen de la humedad, la temperatura ambiente y del tamaño y la forma del espécimen de concreto. El secado del concreto viene aparejado con una disminución en su volumen, ocurriendo este cambio con mayor velocidad al principio que al final, en que asintóticamente se alcanzan las dimensiones límite.

La contracción por secado del concreto provoca una reducción en la deformación del acero del presfuerzo igual a la deformación por contracción del concreto. La reducción de esfuerzo resultante en el acero constituye una componente importante de la pérdida del presfuerzo para todos los tipos de vigas de concreto presforzado.

La contracción del concreto se conoce como resultado de la pérdida de humedad. También se ha demostrado que el concreto se expandirá si, después de haberse secado o parcialmente secado, es sometido a humedad o si es sumergido en el agua. Se sabe que la contracción es afectada por las siguientes variables:

1. **Agregados.** Los agregados actúan para restringir la contracción de la pasta de cemento; de aquí que el concreto con un alto contenido de agregados es menos vulnerable a la contracción. Además, el grado de restricción de un concreto esta determinado por las propiedades de los agregados: aquellos con alto módulo de elasticidad o con superficies ásperas son más resistentes al proceso de contracción.
2. **Relación agua-cemento.** Cuanto mayor es la relación agua-cemento, mayores son los efectos de la contracción.
3. **Tamaño del elemento de concreto.** Tanto el valor como la magnitud de la contracción disminuyen con un incremento en el volumen del elemento de concreto. Sin embargo, la duración de la contracción de mayor para elementos más grandes debido a que se necesita más tiempo para secarse hasta las regiones internas. Es posible que se necesite un año para que el proceso de secado inicie a una profundidad de 25 cm, y 10 años para iniciar a 60 cm más allá de la superficie externa.
4. **Condiciones del medio ambiente.** La humedad relativa del medio afecta notablemente la magnitud de la contracción; el valor de la contracción es más bajo en donde la humedad relativa es alta.
5. **Cantidad de refuerzo.** El concreto reforzado se contrae menos que el concreto simple; la diferencia relativa es función del porcentaje de refuerzo.
6. **Aditivos.** Este efecto varía dependiendo del tipo de aditivo. Un acelerador tal como cloruro de calcio, usado para acelerar el endurecimiento y la colocación del concreto, aumenta la contracción. También hay aditivos que impiden la contracción.

7. Tipo de cemento. El cemento Portland tipo III de resistencia rápida normalmente se contrae 10% más que un cemento Portland normal (tipo I) o cemento Portland modificado (tipo II).

Para elementos postensados, la pérdida de presfuerzo debido a la contracción es un poco menor debido a que ya ha tomado lugar un alto porcentaje de la contracción antes del postensado.

Según las Referencias 1, 2 y 5 la pérdida de presfuerzo debido a la contracción debe tomarse como:

- Para miembros pretensados
 $\Delta CC = (1193 - 10.5H)$ (kg/cm²) 2.11
- Para miembros postensados
 $\Delta CC = (948 - 9H)$ (kg/cm²) 2.12

donde:

H = el promedio anual de la humedad relativa del ambiente (%). En caso de no conocerse H se puede estimar según la Tabla 2.4

Tabla 2.4 Porcentaje de Humedad según tipo de clima

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

La contracción para elementos pretensados según el PCI es:

$$\Delta CC = (8.2 \times 10^{-6}) K_{cc} E_p (1 - 0.06V/S)(100 - H) \quad (\text{kg/cm}^2) \quad 2.13$$

donde:

V/S = relación volumen-superficie

2.2.2 FLUJO PLÁSTICO

El flujo plástico es la propiedad de muchos materiales mediante la cual ellos continúan deformándose a través de lapsos considerables bajo un estado constante de esfuerzo o carga. La velocidad del incremento de la deformación es grande al principio, pero disminuye con el tiempo, hasta que después de muchos meses alcanza asintóticamente un valor constante.

En los miembros de concreto presforzado, el esfuerzo de compresión al nivel del acero es sostenido, y el flujo plástico resultante en el concreto es una fuente importante de pérdida de fuerza pretensora. Existe una interdependencia entre las pérdidas dependientes del tiempo. En los miembros presforzados, la fuerza de compresión que produce el flujo plástico del concreto no es constante, sino que disminuye con el paso del tiempo, debido al relajamiento del acero y a la contracción del concreto, así como también debido a los cambios en longitud asociados con el flujo plástico en sí mismo.

Así la deformación resultante está en función de la magnitud de la carga aplicada, su duración, las propiedades del concreto incluyendo el proporcionamiento de la mezcla, las condiciones de curado, la edad a la que el elemento es cargado por primera vez y las condiciones del medio ambiente.

Según las Referencias 1 y 2, la pérdida por flujo plástico debe calcularse con la siguiente fórmula:

$$\Delta FP = 12 f_{cgp} - 7 f_{cds} \geq 0 \quad (\text{kg/cm}^2) \quad 2.14$$

donde:

f_{cds} = Esfuerzo en el concreto en el centro de gravedad de los torones debido a cargas muertas que son aplicadas en el miembro después del presforzado.

Los valores de f_{cds} deberán calcularse en la misma sección o secciones para las cuales f_{cgp} es calculada.

Según las referencias 3 y 6 la pérdida por flujo plástico debe calcularse con la siguiente fórmula:

$$\Delta FP = K_{fp} \frac{E_p}{E_c} (f_{cgp} - f_{cds}) \quad (\text{kg/cm}^2) \quad 2.15$$

donde:

$K_{fp} = 2.0$ para miembros pretensados y 1.6 para miembros postensados

E_c = Módulo de elasticidad del concreto a los 28 días

Para concreto de peso ligero deben modificarse los valores de K_{fp} , reduciéndolos en un 20%.

Finalmente, en la Referencia 5 se establece que la pérdida de presfuerzo debido al flujo plástico debe calcularse como sigue:

$$\Delta FP = (1.37 - 0.77(0.01H)^2) K_{fp} \frac{E_p}{E_c} (f_{cgp} - f_{cds}) \quad (\text{kg/cm}^2) \quad 2.16$$

donde:

$K_{fp} = 2.0$ para miembros pretensados y 1.6 para miembros postensados

H = el promedio anual de la humedad relativa del ambiente (%)

2.2.3 RELAJACIÓN

Cuando al acero del presfuerzo se le esfuerza hasta los niveles que son usuales durante el tensado inicial y al actuar las cargas de servicio, se presenta una propiedad que se conoce como relajamiento. El relajamiento se define como la pérdida de esfuerzo en un material esforzado mantenido con longitud constante.

En los miembros de concreto presforzado, el flujo plástico y la contracción del concreto así como las fluctuaciones de las cargas aplicadas producen cambios en la longitud del tendón. Sin embargo, cuando se calcula la pérdida en el esfuerzo del acero debida al relajamiento, se puede considerar la longitud constante. El relajamiento continúa indefinidamente, aunque a una velocidad decreciente. Debe de tomarse en cuenta en el diseño ya que produce una pérdida significativa en la fuerza pretensora.

La magnitud del relajamiento varía dependiendo del tipo y del grado del acero, pero los parámetros más significativos son el tiempo y la intensidad del esfuerzo inicial.

Según la Referencia 1 en miembros pretensados, la pérdida por relajación en el acero de presfuerzo, inicialmente esforzado arriba de $0.5f_{sr}$, debe tomarse como:

En la transferencia

- Para trenzas aliviadas de esfuerzo

$$\Delta RE1 = \frac{\log(t)}{10} \left(\frac{f_t}{f_{py}} - 0.55 \right) f_t \quad (\text{kg/cm}^2) \quad 2.17$$

- Para trenzas de baja relajación

$$\Delta RE1 = \frac{\log(t)}{40} \left(\frac{f_t}{f_{py}} - 0.55 \right) f_t \quad (\text{kg/cm}^2) \quad 2.18$$

donde:

t = tiempo estimado en días desde el esforzado hasta la transferencia (horas).

f_t = Esfuerzo en el tendón al final del esforzado (kg/cm^2).

f_{py} = Resistencia del acero de presfuerzo (kg/cm^2).

Los rangos de los valores de f_{py} están dados como sigue:

Para tendones aliviados de esfuerzo: $f_{py} = 0.85f_{sr}$.

Para tendones de baja relajación: $f_{py} = 0.90f_{sr}$

Después de la transferencia

Las pérdidas debido a la relajación del acero de presfuerzo pueden tomarse como:

- Para pretensado con trenzas aliviadas de esfuerzo

$$\Delta RE2 = 1408 - 0.4\Delta AE - 0.2(\Delta CC + \Delta FP) \quad (\text{kg/cm}^2) \quad 2.19$$

- Para postensado con trenzas aliviadas de esfuerzo

$$\Delta RE2 = 1408 - 0.3\Delta FR - 0.4\Delta AE - 0.2(\Delta CC + \Delta FP) \quad (\text{kg/cm}^2) \quad 2.20$$

Para acero de presfuerzo de baja relajación se deberá usar el 30% de $\Delta RE2$ de las ecuaciones 2.19 y 2.20.

Según la Referencia 5 la pérdida por relajación en el acero de presfuerzo debe tomarse como:

En la transferencia:

En miembros pretensados, la pérdida por relajación en el acero de presfuerzo de baja relajación, inicialmente esforzado arriba de $0.5f_{sr}$, puede tomarse como:

$$\Delta RE1 = \frac{\log(t)}{45} \left(\frac{f_i}{f_{py}} - 0.55 \right) f_i \quad (\text{kg/cm}^2) \quad 2.21$$

Después de la transferencia:

La pérdida de presfuerzo debido a la relajación después de la transferencia, RE2, puede calcularse para trenzas de baja relajación como sigue:

$$\Delta RE2 = \left(\frac{f_i}{f_{sr}} - 0.55 \right) \left(0.34 - \frac{\Delta FP + \Delta CC}{1.25 f_{sr}} \right) \frac{f_{sr}}{3} \geq 0.002 f_{sr} \quad (\text{kg/cm}^2) \quad 2.22$$

donde:

f_i = esfuerzo en el acero después de la transferencia.

Según la referencia 2 la pérdida por relajación en el acero de presfuerzo debe tomarse como:

Elementos pretensados

□ Trenzas de 17570 a 18980 kg/cm²

Para trenzas aliviadas de esfuerzos

$$\Delta RE = 1405.8 - 0.4\Delta AE - 0.2(\Delta CC + \Delta FP) \quad (\text{kg/cm}^2) \quad 2.22$$

Para trenzas de baja relajación

$$\Delta RE = 351.44 - 0.1\Delta AE - 0.05(\Delta CC + \Delta FP) \quad (\text{kg/cm}^2) \quad 2.23$$

Elementos postensados

□ Trenzas de 17570 - 18980 kg/cm²

Para trenzas aliviadas de esfuerzos

$$\Delta RE = 1405.76 - 0.3\Delta FR - 0.4\Delta AE - 0.2(\Delta CC + \Delta FP) \quad (\text{kg/cm}^2) \quad 2.24$$

Para trenzas de baja relajación

$$\Delta RE = 351.44 - 0.07\Delta FR - 0.1\Delta AE - 0.05(\Delta CC + \Delta FP) \quad (\text{kg/cm}^2) \quad 2.25$$

□ Alambre de 16870 kg/cm²

$$\Delta RE = 1265.18 - 0.3\Delta FR - 0.4\Delta AE - 0.2(\Delta CC + \Delta FP) \quad (\text{kg/cm}^2) \quad 2.26$$

Y por último en la Referencia 3 se establece que se puede calcular la relajación con la siguiente ecuación:

$$\Delta RE = [K_{re} - J(\Delta CC + \Delta FP + \Delta AE)]C$$

En donde los valores de K_{re} , J y C se toman de las tablas 2.5 y 2.6 (Referencia 3).

Tabla 2.5. Valores de K_{RE} y J

TIPO DE TENDON	K_{RE}	J
Trenza o alambre aliviada de esfuerzo de grado 270	20,000	0.15
Trenza o alambre aliviada de esfuerzo de grado 250	18,500	0.14
Alambre aliviado de esfuerzo de grado 235 o 240	17,600	0.13
Trenza de baja relajación de grado 270	5,000	0.04
Alambre de baja relajación de grado 250	4,630	0.037
Alambre de baja relajación de grado 235 o 240	4,400	0.035

Tabla 2.6 Valores de C

f_i/f_{sr}	• Trenza o alambre aliviado de esfuerzo	• Barra aliviada de esfuerzo • Alambre o trenza de baja relajación
0.80		1.28
0.79		1.22
0.78		1.16
0.77		1.11
0.76		1.05
0.75	1.45	1.00
0.74	1.36	0.95
0.73	1.27	0.90
0.72	1.18	0.85
0.71	1.09	0.80
0.70	1.00	0.75
0.69	0.94	0.70
0.68	0.89	0.66
0.67	0.83	0.61
0.66	0.78	0.57
0.65	0.73	0.53
0.64	0.68	0.49
0.63	0.63	0.45
0.62	0.58	0.41
0.61	0.53	0.37
0.60	0.49	0.33

2.3 ESTIMACIÓN APROXIMADA DE LA SUMA TOTAL DE LAS PÉRDIDAS DEPENDIENTES DEL TIEMPO

Según la Referencia 1 una estimación aproximada de las pérdidas de presfuerzo dependientes del tiempo resultantes del flujo plástico y contracción del concreto y relajación del acero en miembros presforzados y parcialmente presforzados puede tomarse como se especifica en la tabla 2.7 para:

- Miembros postensados no en segmentos con longitudes arriba de 50 m y esfuerzo en el concreto de 10 a 30 días y,
- Miembros pretensados esforzados después de alcanzar una resistencia de $f_{ci} = 245 \text{ kg/cm}^2 = 24 \text{ MPa}$

Siempre que ellos:

1. Estén hechos de concreto de densidad normal
2. El curado del concreto es húmedo o con vapor
3. El presforzado es por barras o trenzas con propiedades normales y bajas de relajación y,
4. Son colocados en condiciones de exposición y temperaturas promedios.

La relación parcial de presforzado o índice de presfuerzo, IP, usada en la Tabla 2.7, deberá tomarse como se especifica en la ecuación siguiente:

$$IP = \frac{A_{ps} f_{py}}{A_{ps} f_{py} + A_s f_y} \quad 2.27$$

donde:

- IP = índice de presfuerzo.
- A_s = área de refuerzo de tensión no presforzado
- A_{ps} = área del acero de presfuerzo
- f_y = resistencia especificada de las barras de refuerzo
- f_{py} = resistencia del acero de presfuerzo

Para miembros hechos de concreto estructural de baja densidad, los valores especificados en la Tabla 2.7 deberán aumentarse en 357 kg/cm² (35 MPa).

Para trenzas de baja relajación, los valores especificados en la Tabla 2.7 pueden reducirse en:

- 285.6 kg/cm² (28 MPa) para trabes cajón
- 418.2 kg/cm² (41 MPa) para vigas rectangulares, losas sólidas y vigas I, y
- 561 kg/cm² (55 MPa) para T's simples, dobles T, núcleos huecos y losas huecas

Para condiciones inusuales de exposición, estimaciones más exactas deberán de obtenerse de acuerdo a métodos apoyados por la investigación o experiencia

Las pérdidas debido al acortamiento elástico deberán sumarse a las pérdidas dependientes del tiempo para determinar las pérdidas totales.

Las estimaciones aproximadas de la suma total de las pérdidas dependientes del tiempo dadas en la tabla 2.7 reflejan valores y tendencias obtenidas de un análisis computarizado de pasos sucesivos de un gran número de puentes y elementos de edificios diseñados para un rango común de las siguientes variables:

- A) El coeficiente último de flujo plástico del concreto con rango de 1.6 a 2.4.
- B) El coeficiente último de contracción con rango de 0.0004 a 0.0006 (mm/mm).
- C) Humedad relativa con rango de 40 a 100%.
- D) Curado del concreto húmedo o con vapor.
- E) Índice de presfuerzo de 0.2 a 1.0.

Tabla 2.7 Pérdidas dependientes del tiempo (Referencia 1).

Tipo de la sección de la viga	Nivel	Para alambres y trenzas con $f_{sr}=16500, 17600$ ó 17100 kg/cm^2
Vigas rectangulares y losas sólidas	Límite superior	$200 + 28(IP)$
	Promedio	$180 + 28(IP)$
Trabes cajón	Límite superior	$145 + 28(IP)$
	Promedio	$130 + 28(IP)$
Vigas I	Promedio	$270 \left(1 - 0.15 \frac{f'_c - 41}{41} \right) + 41(IP)$
T simple, doble T, núcleos huecos y losas huecas	Límite superior	$270 \left(1 - 0.15 \frac{f'_c - 41}{41} \right) + 41(IP)$
	Promedio	$230 \left(1 - 0.15 \frac{f'_c - 41}{41} \right) + 41(IP)$

Puede observarse en la Tabla 2.7 que, para los casos de trenzas de resistencia alta, existe un límite superior y un límite promedio estimados. El límite superior es recomendado cuando se tiene una combinación desfavorable de parámetros, tal como baja resistencia a la compresión del concreto, baja humedad relativa y condiciones de curado con agua. Para elementos presforzados con barras, la diferencia entre el límite promedio y el límite superior se encuentra tan insignificante para justificar una expresión diferente.

Según la Referencia 2 en lugar de un método detallado para estimar las pérdidas, las siguientes estimaciones de las pérdidas totales pueden usarse para elementos presforzados o estructuras de diseño común. Estos valores de pérdida están basados usando concreto de peso normal, a niveles de presfuerzo normales, y condiciones promedio de exposición. Para claros demasiado largos, o para diseños inusuales, deberá usarse un método refinado.

Tabla 2.8. Estimación de las pérdidas totales (Referencia 2)

Tipo de acero de presfuerzo	Pérdida Total	
	$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$	$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$
Pretensado		
Trenzas	-----	3150 kg/cm^2
Postensado		
Alambres o Trenzas	2250 kg/cm^2	2300 kg/cm^2
Barras	1550 kg/cm^2	1620 kg/cm^2

No se incluyen pérdidas por fricción.

En resumen, se propone el uso de las siguientes fórmulas para calcular la pérdida total de la fuerza de presfuerzo:

Deslizamiento del anclaje:

Ecuación 2.3

Fricción:

Ecuación 2.5

Acortamiento elástico:

Elementos pretensados

Ecuación 2. 8

Elementos postensados

Ecuación 2. 10

Contracción:

Elementos pretensados

Ecuación 2. 11

Elementos postensados

Ecuación 2. 12

Flujo plástico:

Ecuación 2. 14

Relajación:

Acero de baja relajación:

Ecuación 2. 18

CAPITULO 3. DISEÑO DE PUENTES DE TRABES CAJON

El diseño de elementos de concreto presforzado consiste en proponer el elemento que funcional y económicamente sea óptimo, para determinadas acciones y características geométricas de la obra, esto es, proporcionarle presfuerzo y refuerzo para que tenga un comportamiento adecuado durante todas sus etapas ante cargas de servicio y cargas últimas. Es claro que ante esta perspectiva, el elemento o sección típica a utilizar no es una incógnita sino un dato que el diseñador de acuerdo a sus conocimientos y experiencia debe proporcionar.

Debido a que las trabes cajón tienen un borde superior e inferior, deben ser diseñadas como viga T para momentos positivos y negativos.

El aumento del grueso de la losa inferior mediante chaflanes en áreas de momento negativo es común, como lo es el aumento de grosor de las almas de las trabes adyacentes a los soportes para controlar el cortante.

3.1 Esfuerzos de adherencia, longitud de transferencia y longitud de desarrollo

En las vigas de concreto presforzado las fuerzas actuantes tienden a producir el deslizamiento de los tendones a través del concreto que los rodea. Esto produce esfuerzos de adherencia o esfuerzos cortantes que actúan en la cara de contacto entre el acero y el concreto.

Para las vigas pretensadas, cuando se libera la fuerza externa del gato, la fuerza pretensora se transfiere del acero al concreto cerca de los extremos del elemento mediante la adherencia a través de una distancia que se conoce como la *longitud de transferencia*. Dentro de la longitud, el crecimiento del presfuerzo es gradual desde cero hasta el nivel del presfuerzo efectivo, tal como se muestra en la figura 3.1.

La longitud de transferencia depende de varios factores, incluyendo el esfuerzo de tensión del acero, la configuración de la sección transversal del acero (por ejemplo, alambres contra cables), la condición en que se encuentre la superficie del acero, y la rapidez con la que se libere la fuerza del gato. Los alambres de acero que se encuentran ligeramente oxidados requerirán longitudes de transferencia menores que aquellos que se encuentren limpios y brillantes. Las pruebas indican que si la fuerza del gato se libera súbitamente, la longitud requerida de transferencia sería sustancialmente más grande que la que se requeriría si la fuerza se aplica gradualmente. La resistencia del concreto tiene muy poca influencia.

El presfuerzo final o efectivo f_t es esencialmente constante a medida en que la viga es cargada gradualmente hasta el nivel de su carga de servicio. Sin embargo, si ésta tuviera que sobrecargarse existirá un gran incremento en el esfuerzo del acero hasta que se alcance el esfuerzo de falla por flexión f_{ps} que puede ser cercano a la resistencia de tensión del acero f_{su} . Un sobreesfuerzo más allá de la carga de servicio produce esfuerzos algo menores dentro de la longitud original de transferencia, tal como se sugiere en la figura 3.1. Para alcanzar el esfuerzo de falla f_{su} en el acero se requiere de una longitud de desarrollo mucho más grande que la longitud original de transferencia, tal como se muestra.

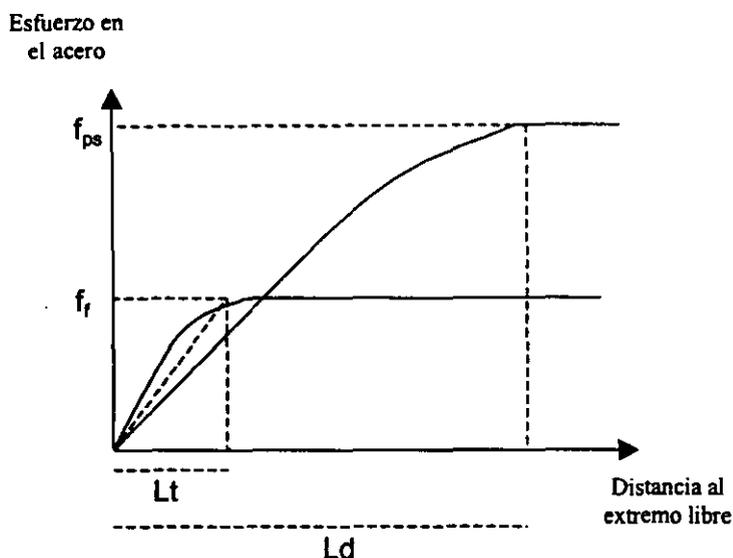


Figura 3.1. Longitudes de transferencia y desarrollo para cables de pretensado.

Longitud de desarrollo (longitud de anclaje) del acero de presfuerzo (Referencia 4)

Los torones de pretensado de tres o siete alambres deberán estar adheridos, más allá de la sección crítica, en una longitud en cm, no menor que:

$$L_d = 0.014(f_{sp} - 0.67f_r)d_b \quad 3.1$$

donde:

f_{sp} = esfuerzo en el torón cuando se alcanza la resistencia del elemento, (kg/cm^2)

f_r = presfuerzo final o efectivo en el torón, (kg/cm^2)

d_b = diámetro del torón, (cm)

Esta revisión puede limitarse a las secciones más próximas a las zonas de transferencia del miembro, y en las cuales sea necesario que se desarrolle la resistencia de diseño. Cuando la adherencia del torón no se extienda hasta el extremo del elemento y en condiciones de servicio existan esfuerzos de tensión por flexión en el concreto en la zona precomprimida, se debe duplicar la longitud de desarrollo del torón dada por la fórmula anterior. La longitud de desarrollo de alambres lisos de presfuerzo se supondrá de 100 diámetros.

3.2 Estado de esfuerzos

En cada una de las etapas por las que pasa un elemento presfuerzo, deben revisarse los esfuerzos que actúan en el elemento (Figura 3.2). La siguiente expresión engloba las distintas acciones y las características geométricas de la sección en las distintas etapas. El esfuerzo en cada fibra de cada sección, f , está dado por:

$$f = \frac{P}{A_{ss}} \pm \frac{P e y_{ss}}{I_{ss}} \pm \frac{M_{pp} y_{ss}}{I_{ss}} \pm \frac{M_f y_{ss}}{I_{ss}} \pm \frac{M_{cm} y_{sc}}{I_{sc}} \pm \frac{M_{cv} y_{sc}}{I_{sc}} \quad 3.2$$

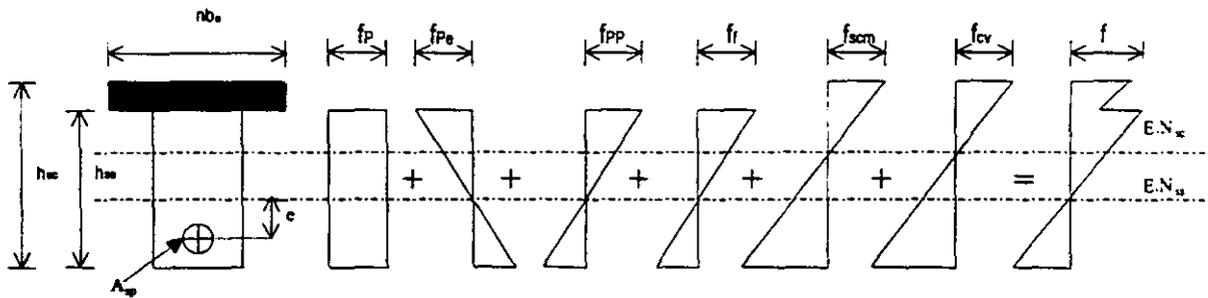


Figura 3.2. Esfuerzos en cualquier sección de la viga tanto en la etapa simple como en la compuesta.

donde las acciones están dadas por

P	=	fuerza de presfuerzo efectiva
e	=	excentricidad del presfuerzo
M_{pp}	=	momento por peso propio
M_f	=	momento debido al firme
M_{cma}	=	momento debido a la sobrecarga muerta
M_{cv}	=	momento debido a la carga viva

y las propiedades geométricas son

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 sección compuesta, respectivamente.

3.3 Proceso de diseño

El proceso de diseño de puentes presfuerzados abarca las siguientes etapas:

- A) *Proposición de la sección y del presfuerzo.*
- B) *Revisión elástica.*
- C) *Revisión por resistencia última.*
- D) *Revisión por cortante.*
- E) *Revisión por acero mínimo.*
- F) *Revisión por acero máximo.*
- G) *Revisión de deflexiones*

A continuación se muestra un diagrama de flujo que muestra el proceso de diseño de un elemento presfuerzado:

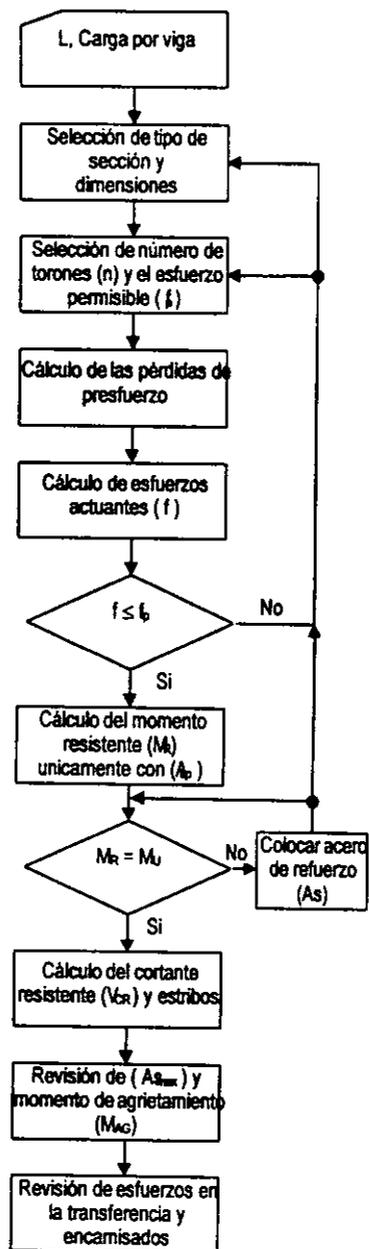


Figura 3.3-Diagrama de flujo del diseño de un elemento presfuerzo

3.3. A. PROPOSICIÓN DE LA SECCIÓN Y DEL PRESFUERZO.

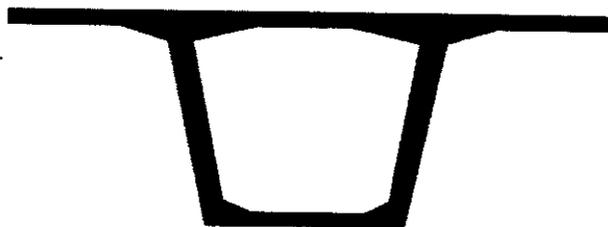


Figura 3.4. Sección tipo cajón

Para la proposición de la sección y presfuerzo se pueden tomar las siguientes recomendaciones:

Peralte de la estructura

Para asegurar una adecuada rigidez que limite las deflexiones, en la Referencia 1 y 2 se recomienda que la relación peralte-claro en traves cajón sea:

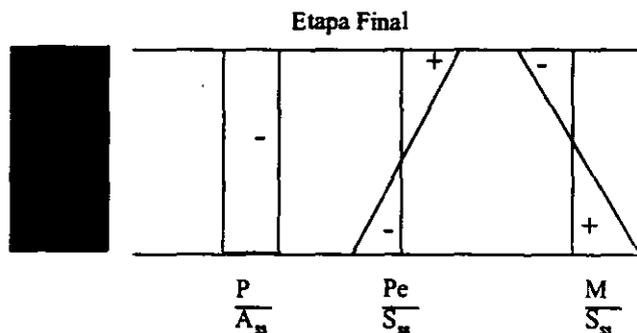
Material	Relación peralte-claro	
	Tramos simples	Tramos continuos
Concreto reforzado	L/16.67	L/18.18
Concreto presforzado	L/22.22	L/25

Estos valores son tentativos y pueden variar de acuerdo a la resistencia del concreto, requerimientos de claro, consideraciones estéticas, prácticas constructivas, carga y otros factores. En México se acostumbra para traves cajón simplemente apoyadas una relación de L/22 a L/23, incluyendo la losa colada in situ.

Presfuerzo

Se puede hacer una estimación inicial de la cantidad de presfuerzo analizando los esfuerzos finales del elemento e igualándolos con los esfuerzos permisibles. Analizaremos los esfuerzos inferiores debido a que por lo general son más críticos.

SECCIÓN SIMPLE



$$-\frac{P}{A} - \frac{P \times e}{S_i} + \frac{M}{S_i} = f_p; \quad P = \left(\frac{M}{S_i} - f_p \right) \left(\frac{1}{\frac{1}{A} + \frac{e}{S_i}} \right) \quad 3.3$$

SECCIÓN COMPUESTA

Etapa Final

$$-\frac{P}{A_{ss}} - \frac{Pe}{S_{ss}} + \frac{M_1}{S_{ss}} + \frac{M_2}{S_{sc}} = fp^+; \quad P = \frac{\left(\frac{M_1}{S_{ss}} + \frac{M_2}{S_{sc}} - fp^+ \right)}{\left(\frac{1}{A_{ss}} + \frac{e_{ss}}{S_{ss}} \right)} \quad 3.4$$

3.3. B. REVISIÓN ELÁSTICA

Revisión de esfuerzos permisibles

En el método de diseño por carga de servicio o diseño por esfuerzos permisibles, las cargas de trabajo o sin factorizar proporcionan la base para el cálculo de la resistencia del concreto. En flexión, los esfuerzos máximos calculados elásticamente no pueden exceder los esfuerzos de trabajo o permisibles.

El método de esfuerzo permisible implica que se satisface automáticamente el estado límite último si no se exceden los esfuerzos permisibles.

Generalmente, en la práctica actual, las dimensiones del concreto y la fuerza pretensora para las vigas se escogen en forma tal de no exceder los límites de esfuerzos especificados a medida en que la viga pasa del estado descargado al estado de servicio. Tanto el concreto como el acero se pueden considerar elásticos en este rango. Después de que se han seleccionado tentativamente las dimensiones del miembro sobre estas bases, si fuera necesario se deberá revisar las deflexiones bajo los estados de carga de interés y la resistencia última del miembro.

Esta proposición es razonable, considerando que uno de los objetivos más importantes del prefuerzo es mejorar el comportamiento bajo cargas de servicio. El criterio del comportamiento bajo cargas de servicio es el que determina la magnitud de la fuerza pretensora a usarse, aunque los requisitos de resistencia pueden determinar el área total del acero a tensión.

□ ESFUERZOS PERMISIBLES (Referencia 4)

Esfuerzos permisibles en el concreto

Esfuerzos inmediatamente después de la transferencia y antes de que ocurran las pérdidas por contracción y flujo plástico

Compresión	0.6 f'ci
Tensión en miembros sin refuerzo en la zona de tensión	$\sqrt{f'ci}$

Esfuerzos bajo cargas muerta y viva de servicio

Compresión	0.45 f'c
Tensión	$1.6\sqrt{f'c}$

Esfuerzos permisibles en el acero de presfuerzo

Debido a la fuerza aplicada en el gato

$$0.8 f_{sr}$$

Inmediatamente después de la transferencia

$$0.7 f_{sr}$$

□ ETAPAS A REVISAR

Se deben de revisar las siguientes etapas críticas:

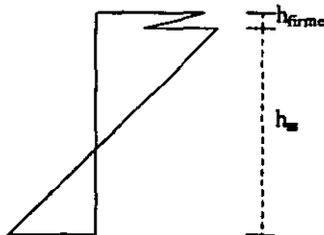
Etapa final

En esta etapa actúan todas las cargas sobre el elemento, incluyendo a las cargas vivas. Los esfuerzos máximos se deberán comparar con los permisibles.

El esfuerzo en la cara inferior es:

$$f_i = -\frac{P_f}{A_{ss}} - \frac{P_f \times e}{S_{ssi}} + \frac{M_1}{S_{ssi}} + \frac{M_2}{S_{sci}} \leq 1.6\sqrt{f'c} \quad 3.5$$

Los esfuerzos en la cara superior se consideran sobre la sección simple:



$$f_s = -\frac{P_f}{A_{ss}} + \frac{P_f \times e}{S_{ssi}} - \frac{M_1}{S_{ssi}} - \frac{M_2}{S_{sci}} \left(\frac{y_{scs} - h_{firme}}{y_{scs}} \right) \leq 0.45f'c \quad 3.6$$

Transferencia

Esta etapa es cuando se transfiere el presfuerzo al elemento y sólo estarán actuando los esfuerzos debido al presfuerzo y el peso propio del elemento, los cuales deberán compararse contra los esfuerzos permisibles de tensión y compresión.

$$f_i = -\frac{P_i}{A_{ss}} - \frac{P_i \times e}{S_{ssi}} + \frac{M_{pp}}{S_{ssi}} \leq \sqrt{f'c} \quad 3.7$$

$$f_s = -\frac{P_i}{A_{ss}} + \frac{P_i \times e}{S_{sss}} - \frac{M_{pp}}{S_{sss}} \leq 0.6f'c \quad 3.8$$

El elemento se deberá revisar desde el centro del claro hasta los extremos. En las secciones en donde sobrepase los esfuerzos permisibles, cierto número de tendones se podrá encamisar o enductar. Los tendones encamisados no actúan sobre el elemento. Se deberá revisar el momento resistente en donde se encamise.

Transporte

Para los elementos prefabricados se debe de revisar la etapa de transporte. Esto es para elementos que tengan una longitud mayor a la de la superficie del transporte ya que esta longitud sobrante estará en cantiliver provocando un momento que podría causar la rotura del elemento.

El diseñador deberá de calcular este momento y agregar acero de refuerzo al elemento si es necesario.

3.3. C. REVISIÓN POR RESISTENCIA ÚLTIMA

El método de diseño por resistencia o método de factor de carga es esencialmente un diseño de estados límites con énfasis en los estados límites últimos, revisando los estados límite de serviciabilidad después de que el diseño original éste completo.

En este criterio, las cargas de trabajo en el diseño son multiplicadas por factores de carga y la estructura es diseñada para resistir hasta su capacidad última las cargas factorizadas. Los factores de carga asociados con un tipo de carga son ajustados para reflejar el grado de variación e incertidumbre de esa carga.

En la Referencia 17 se especifican los valores de factores de carga para diversas combinaciones de acciones. Expresado en forma sencilla, factor de carga es la cantidad por la que deben multiplicarse las cargas para obtener la máxima capacidad de la estructura. Para combinaciones de carga comunes (CM + CV), se especifica un factor de carga de 1.4. Para combinaciones de carga excepcionales (CM + CV + CA), se aplicará un factor de carga de 1.1.

El momento último actuante será:

$$M_u = F_c M_s < M_R \quad 3.9$$

dónde:

F_c = Factor de carga.

M_s = Momento de servicio.

M_R = Momento resistente

La resistencia de los elementos a ciertos efectos se tiene aplicando alguna teoría acertada. La resistencia obtenida se afecta de un factor de reducción, que afecta a diversos valores de acuerdo al tipo de efecto:

Para flexión: $FR = 0.9$

Para cortante: $FR = 0.8$.

Para flexocompresión: $FR = 0.75$.

En la Referencia 4 se establece que cuando la resistencia del concreto no es mayor que 350 kg/cm^2 , y el presfuerzo efectivo o final no es menor que la mitad del esfuerzo resistente, f_{sr} , del acero de presfuerzo, el esfuerzo en el acero de presfuerzo f_{sp} cuando se alcanza la resistencia puede calcularse para secciones con presfuerzo total como:

$$f_{sp} = f_{sr} \left[1 - 0.5 \left(P_p \frac{f_{sr}}{f'_c} - q' \right) \right] \quad 3.10$$

3.3. D. REVISIÓN POR CORTANTE

CORTANTE VERTICAL

El cortante total resistente del elemento es:

$$V_R = V_{CR} + V_s \quad 3.11$$

Donde:

V_{CR} = cortante que resiste el concreto.

V_s = cortante que resiste el acero

$$V_s = \frac{A_v F_y F_R d_p}{s} \quad 3.12$$

A_v = Área de los estribos verticales

s = separación de estribos

$$s = \frac{A_v F_y F_R d_p}{V_u - V_{CR}} \quad 3.13$$

Secciones con presfuerzo total

El cortante que resiste el concreto en secciones con presfuerzo total se calculará con la siguiente fórmula:

$$V_{CR} = F_R b d \left[0.15 \sqrt{f'_c} + 50 \frac{V}{M} d_p \right] \quad 3.14$$

$$V_{CR \max} = 2F_R bd\sqrt{f^*c}$$

$$V_{CR \min} = 0.5F_R bd\sqrt{f^*c}$$

Se deberá calcular el cortante actuante o de servicio y se multiplicará por su factor de carga. Este valor deberá ser menor que el cortante que resiste el concreto:

$$V_U = F_c V_s = 1.4V_s < V_{CR}$$

Si no se cumple esto, se deberá se agregar acero de refuerzo para resistir el cortante excedente.

Secciones con presfuerzo parcial

En secciones con presfuerzo parcial y en secciones con presfuerzo total donde los tendones no estén adheridos, o situados en la zona de transferencia, se aplicarán las fórmulas de cortante para elementos reforzados.

$$\text{si } \rho < 0.01, \quad V_{CR} = F_R bd(0.2 + 30\rho)\sqrt{f^*c} \quad 3.15$$

$$\text{si } \rho \geq 0.01, \quad V_{CR} = 0.5F_R bd\sqrt{f^*c} \quad 3.16$$

donde ρ = cuantía de acero de refuerzo.

CORTANTE HORIZONTAL

Fuerzas cortantes horizontales actúan entre las superficies de elementos compuestos sujetos a flexión. Estas fuerzas horizontales son debido al gradiente de momento resultante de las fuerzas cortantes verticales. Es necesario transferir totalmente estas las fuerzas horizontales a los elementos de soporte para que el elemento no falle en esa parte.

Los elementos resistentes a la fuerza cortante horizontal son la fricción que existe entre los elementos y conectores entre estos. Por lo general los estribos existentes serán suficientes para resistir estas fuerzas, de lo contrario deberán de agregarse conectores adicionales.

A continuación se muestra un método de diseño para el cortante horizontal.

$$\text{Si } a \geq t_f \Rightarrow F_h = f''cbt_f$$

$$\text{Si } a \leq t_f \Rightarrow F_h = f''cba$$

$$F_h = T_{sp} = A_{sp} \times f_{sp} = C$$

si $F_h > 2.8 \times F_R \times b_v \times L_{vh} \Rightarrow$ Necesita conectores

donde:

b = ancho total

t_f = espesor de la sección compuesta menos la sección simple

a = ancho del bloque de compresión.

b_v = ancho de la superficie de contacto

L_{vh} = longitud del cortante horizontal

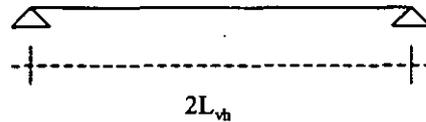


Figura 3.5. Longitud del cortante horizontal

Área de acero transversal (A_v):

La menor de :

La mayor de :

$$A_{v \min 1} = \frac{F_h \times F_h \min}{F_R \times 70 \times b_v \times L_{vh} \times f_y}$$

$$A_{v \min 2} = \frac{8.4 \times b_v \times L_{vh}}{f_y}$$

$A_{v \max 1}$

A_v

$$A_{v \max 2} = \frac{3.5 \times b_v \times L_{vh}}{f_y}$$

donde $F_h \min \leq \begin{cases} F_h \\ 0.25f'_c \times L_{vh} \times b_v \\ 70b_v \times L_{vh} \end{cases}$

3.3. E. REVISIÓN POR ACERO MÍNIMO

Momento de agrietamiento

Cuando recién se aplica la fuerza del gato al elemento y el cable se estira entre los apoyos, el esfuerzo en el acero es f_i . Después de la transferencia de la fuerza al miembro del concreto, ocurre una reducción inmediata del esfuerzo hasta su nivel inicial f_i , debido al acortamiento elástico del concreto. Al mismo tiempo, comienza a actuar el peso propio a medida que la viga se empieza a combar hacia arriba. Aquí suponemos que todas las pérdidas dependientes del tiempo ocurren antes de la aplicación de las cargas sobrepuestas, en forma tal que el esfuerzo se continúa reduciendo hasta su nivel efectivo o final de presfuerzo, f_e .

A medida en que se agregan las cargas muerta y viva sobrepuestas, ocurre un pequeño incremento en el esfuerzo del acero. Suponiendo que se mantiene una adherencia perfecta entre el acero y el concreto, este

incremento debe ser n_p veces el incremento en el esfuerzo en el concreto al nivel del acero. El cambio es entre el 3 ó 4% del esfuerzo inicial y se desprecia por lo general en los cálculos.

A menos que la viga se haya agrietado antes de la aplicación de las cargas debido a la contracción u otras causas, no existe una modificación substancial en el comportamiento hasta la carga de descompresión, en donde la compresión en la parte inferior del miembro se reduce a cero. El esfuerzo en el acero continúa incrementándose poco y en forma lineal hasta que se alcanza la carga de agrietamiento. Bajo esta carga, ocurre un súbito incremento en el esfuerzo del acero, a medida en que la tensión que era tomada por el concreto se transfiere al acero. En un elemento con agrietamiento previo o que halla sido colado en diversos segmentos, la curva cambia de pendiente en la carga de descompresión.

Posteriormente al agrietamiento, el esfuerzo en el acero se incrementa muchos más rápidamente que antes. Después de alcanzado el esfuerzo de fluencia f_{py} , el acero se deforma desproporcionadamente, pero soporta crecientes esfuerzos debido a la forma de su curva esfuerzo-deformación, y la curva esfuerzo contra carga continúa hacia arriba reduciendo gradualmente su pendiente. El esfuerzo del acero en la falla f_{ps} puede ser igual a la resistencia a la tensión f_u , pero por lo general se encuentra algo por debajo de ese valor, dependiendo de la geometría de la viga, la proporción de acero, y de las propiedades de los materiales.

El momento que produce el agrietamiento puede hallarse fácilmente para una viga típica, escribiendo la ecuación para el esfuerzo en el concreto en la cara inferior, basándose en la sección homogénea, e igualando al módulo de ruptura:

$$\text{Módulo de ruptura} = F_f = 2\sqrt{f'c} \quad 3.17$$

Sección simple

$$-\frac{P}{A} - \frac{P \times e}{S_i} + \frac{M_{agr}}{S_i} = 2\sqrt{f'c} \quad 3.18$$

$$M_{agr} = \left[2\sqrt{f'c} + \frac{P}{A} + \frac{P \times e}{S_i} \right] S_i \quad 3.19$$

en la cual M_{agr} es el momento de agrietamiento (incluyendo el momento debido al peso propio y al de las cargas muertas y vivas sobrepuestas) y f_c es el módulo de ruptura.

Sección compuesta

$$-\frac{P}{A} - \frac{P \times e}{S_{iss}} + \frac{M_1}{S_{iss}} + \frac{M_2}{S_{isc}} = 2\sqrt{f'c} \quad 3.20$$

De la ecuación anterior la incógnita es M_2 . Despejando:

$$M_2 = \left[2\sqrt{f'c} - \frac{M_1}{S_{iss}} + \frac{P \times e}{S_{iss}} + \frac{P}{A} \right] S_{isc} \quad 3.21$$

$$\text{donde } M_{agr} = M_1 + M_2 \quad 3.22$$

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

$$M_R \geq (1.5 - 0.3 I_p) M_{ag} \quad 3.23$$

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

3.3. F. 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:

$$\epsilon_{sp} \geq 1.33 \epsilon_{fy} \quad 3.24$$

El valor de ϵ_{sp} debe incluir la deformación inicial del presfuerzo.

$$\epsilon_{sp} = \epsilon_i + \epsilon_p$$

donde

ϵ_{sp} = deformación unitaria del acero de presfuerzo cuando se alcanza el momento resistente de la sección

ϵ_{yp} = deformación unitaria específica de fluencia del acero de presfuerzo.

ϵ_i = deformación unitaria debida al presfuerzo efectivo en el momento de descompresión.

ϵ_p = deformación del acero de presfuerzo

3.3. G. REVISIÓN DE DEFLEXIONES

La predicción de la deflexión en miembros presforzados es complicada por la reducción gradual de la fuerza de presfuerzo debida a las pérdidas. En un miembro típico, la aplicación de la fuerza de presfuerzo producirá una flecha hacia arriba. El efecto de la contracción, del flujo plástico y del 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 es 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 deflexiones que ocurren en intervalos discretos de tiempo. De esta manera, los cambios dependientes del tiempo en la fuerza pretensora, en las propiedades de los materiales, y en las cargas, se pueden tomar en cuenta con precisión. Pero en la mayoría de los casos es suficiente establecer limitaciones en la relación claro a peralte basándose en experiencias previas o en limitaciones de códigos y si se deben calcular deflexiones, el método aproximado descrito a continuación es suficiente para los elementos y casos más comunes.

Aún cuando en ciertos casos la deflexión para estados intermedios puede ser importante, los estados a considerarse normalmente son el estado inicial, cuando a la viga se le aplica la fuerza pretensora inicial P_i y su peso propio, y una o más combinaciones de carga de servicio, cuando la fuerza pretensora es reducida por

las pérdidas hasta P_f y cuando las deflexiones son modificadas por el flujo plástico del concreto sujeto a cargas sostenidas.

Las deflexiones de corta duración Δ_{pi} debidas a la fuerza pretensora inicial P_i se pueden hallar basándose en la variación de la curvatura a lo largo del claro, usando los principios del área de momentos. Para los casos comunes, la deflexión al centro del claro Δ_{pi} se puede calcular directamente de las ecuaciones de la figura 3.5. Por lo general, Δ_{pi} es hacia arriba, y para condiciones normales, el peso propio del miembro se supone inmediatamente después del presfuerzo. La deflexión inmediata Δ_o hacia abajo debida al peso propio, el cual por lo general es uniformemente distribuido, se halla fácilmente por los métodos convencionales. La deflexión neta después del presfuerzo es

$$\Delta_p = -\Delta_{pi} + \Delta_o \quad 3.25$$

y puede calcularse según las expresiones mostradas en la Figura 13. Al considerar los efectos de larga duración debidas a la fuerza presforzante, P_f después de las pérdidas se puede 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_f considerando que el flujo plástico ocurre bajo una fuerza pretensora constante, e igual al promedio de sus valores inicial P_i y final P_f es

$$\Delta = -\Delta_{pf} - \frac{\Delta_{pi} + \Delta_{pf}}{2} C_u \quad 3.26$$

donde el primer término (deflexión debido a la fuerza final efectiva P_f) se halla fácilmente mediante proporción directa:

$$\Delta_{pf} = \Delta_{pi} \frac{P_f}{P_i} \quad 3.27$$

donde C_u es el coeficiente de flujo plástico.

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 deflexiones por flujo plástico, cuando actúan el presfuerzo efectivo y el peso propio, viene dada por:

$$\Delta = -\Delta_{pf} - \frac{\Delta_{pi} + \Delta_{pf}}{2} C_u + \Delta_o (1 + C_u) \quad 3.28$$

La deflexión debida a las cargas sobrepuestas puede agregarse ahora, introduciendo 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:

$$\Delta = -\Delta_{pf} - \frac{\Delta_{pi} + \Delta_{pf}}{2} C_u + (\Delta_{CM} + \Delta_{CV}) (1 + C_u) + \Delta_l \quad 3.29$$

donde Δ_{CM} y Δ_{CV} son las deflexiones inmediatas debidas a las cargas muerta y viva sobrepuestas, respectivamente.

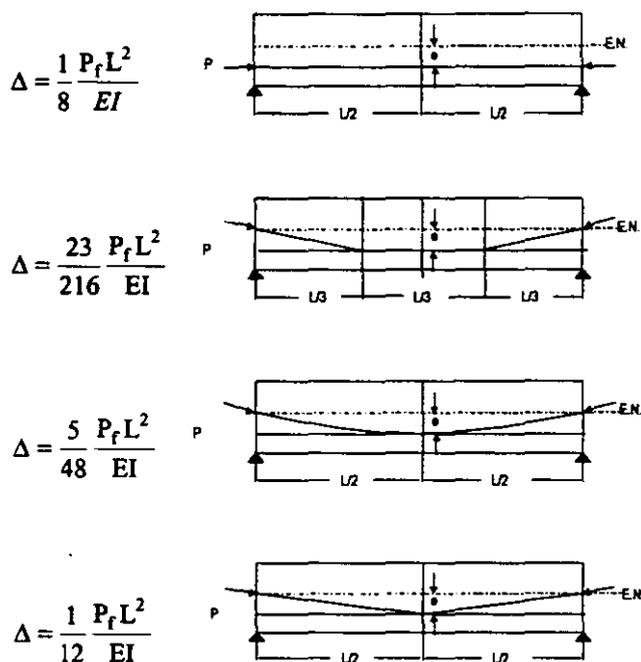


Figura 3.5 - Deflexiones al centro del claro para algunos tipos de elementos pretensados simplemente apoyados. (Referencia 13)

DEFLEXIONES PERMISIBLES

Cargas a largo plazo

En la Referencia 17 se establece lo siguiente: el desplazamiento vertical en el centro de traves en el que se incluyen efectos a largo plazo, es igual a

$$\Delta = L / 240 + 0.5 \text{ (cm)} \quad 3.30$$

además, en miembros en los cuales sus desplazamientos afecten a elementos no estructurales, como muros de mampostería, los cuales no sean capaces de soportar desplazamientos apreciables, se considerará como estado límite a un desplazamiento vertical, medido después de colocar los elementos no estructurales igual a

$$\Delta = L / 480 + 0.3 \text{ (cm)} \quad 3.31$$

Para elementos en voladizo los límites anteriores se duplicarán.

Carga viva

Para puentes las Referencias 1 y 2 exigen que, para claros simples o continuos, la deflexión debida a la carga viva más impacto no debe sobrepasar $L/800$ excepto para puentes en áreas urbanas usados en parte por peatones, en los cuales la relación no debe ser mayor de $L/1000$ de preferencia.

3.4 Separación y recubrimiento del acero

Debe tenerse especial cuidado en el adecuado recubrimiento de los tendones de presfuerzo (Figura 3.6) ya que este es muy vulnerable a la corrosión y oxidación. En la Referencia 4 se contienen los siguientes valores mínimos de recubrimiento libre para elementos expuestos a la intemperie:

- Dos veces el diámetro del torón o de la varilla ó 3 veces el diámetro de la barra más gruesa si es un paquete de varillas
- En columnas y traveses 4 cm: en losas 3 cm y en losas prefabricadas y cascarones 2 cm

En elementos estructurales que no van a quedar expuestos a la intemperie se podrán emplear la mitad de los valores anteriores. Por el contrario, si los elementos estructurales son colados contra el suelo, el recubrimiento libre será el mínimo entre los dos requisitos ya mencionados y 3 ó 5 cm si se usa o no plantilla, respectivamente. Los recubrimientos anteriores se deben incrementar a criterio del ingeniero en miembros expuestos a agentes agresivos como sustancias o vapores industriales, terrenos particularmente corrosivo, etc.

La separación libre, S_1 (Figura 3.6), entre tendones para pretensado en los extremos del miembro no debe ser menor de:

$$S_1 \geq 4 O_a \quad \text{para alambres} \quad 3.32$$

$$S_1 \geq 3 O_t \quad \text{para torones} \quad 3.33$$

También se cumplirá con lo prescrito para el tamaño máximo de agregados. En la zona central del claro, se permite una separación vertical menor y hacer paquetes de tendones, siempre y cuando se tengan las suficientes precauciones para lograr un adecuado funcionamiento del presfuerzo.

Donde:

slh = separación libre horizontal

slv = separación libre vertical

rlh = recubrimiento libre horizontal

rlv = recubrimiento libre vertical

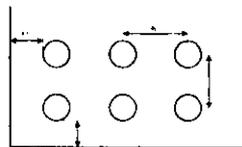
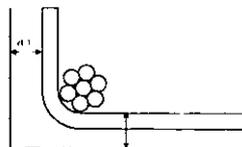


Figura 3.6 - Recubrimiento y separación libre de varillas y torones

El concreto de las traveses cajón tendrá una resistencia a la compresión de 350 kg/cm^2 . El concreto de la losa tendrá una resistencia a la compresión de 250 kg/cm^2 . El esfuerzo de ruptura del acero de presfuerzo no será menor de 19000 kg/cm^2 . El esfuerzo de fluencia del acero de presfuerzo será de 17100 kg/cm^2 . El peso volumétrico de los concretos es de 2400 kg/m^3 . El peso volumétrico del asfalto es de 2200 kg/m^3 . Las cargas vivas actuantes sobre la estructura se han estimado de 950 kg/m^2 . Las pérdidas de la fuerza de presfuerzo se calcularán según la Referencia 1.

Tabla 4.1. Propiedades geométricas.

Propiedades geométricas	Sección simple	Sección compuesta
A (cm ²)	5,601.80	8,137.26
I (cm ⁴)	14'770,243.30	22'095,032.00
S _i (cm ³)	189,532.20	225,344.50
S _s (cm ³)	258,809.24	425,313.42
y _i (cm)	77.93	98.05
y _s (cm)	57.07	51.95

ANÁLISIS DE CARGAS

$$W_{pp} = 0.56 \times 2400 = 1344.4 \text{ kg/m}$$

$$W_{losa} = 2.0 \times 0.15 \times 2400 = 720 \text{ kg/m}$$

$$W_{CM} = W_{asf} + W_{grm} = (2.0 \times 0.10 \times 2200) + (2 \times 34) \\ = 508 \text{ kg/m}$$

$$W_{CV} = 2.0 \times 950 = 1900 \text{ kg/m}$$

Al ser una viga simplemente apoyada, el momento máximo al centro del claro es:

$$M = \frac{WL^2}{8}$$

$$M_{pp} = 1344.4 \times (29)^2/8 = 141,333.41 \text{ kg-m}$$

$$M_{losa} = 720 \times (29)^2/8 = 75,690 \text{ kg-m}$$

$$M_{CM} = 508 \times (29)^2/8 = 53,403.5 \text{ kg-m}$$

$$M_{CV} = 1900 \times (29)^2/8 = 199,737.5 \text{ kg-m}$$

$$M_1 = M_{pp} + M_{losa} = 217,020.1 \text{ kg-m}$$

$$M_2 = M_{CM} + M_{CV} = 253,141 \text{ kg-m}$$

4.1 FUERZA INICIAL DE PRESFUERZO

$$P = \frac{\left(\frac{M_1}{S_{ss}} + \frac{M_2}{S_{sc}} - fp^+ \right)}{\left(\frac{1}{A_{ss}} + \frac{e_{ss}}{S_{ss}} \right)}$$

$$fp^+ = 1.6\sqrt{f_c} = 1.6\sqrt{350} = 29.93 \text{ kg/cm}^2$$

$$e'_{\text{propuesta}} = 7.5 \text{ cm}$$

$$e_{ss} = y_{ss} - e' = 77.93 - 7.5 = 70.43 \text{ cm}$$

Sustituyendo:

$$P = \frac{\left(\frac{21702,341.4}{189532.2} + \frac{25314,100}{225,344.5} - 29.93 \right)}{\left(\frac{1}{5601.8} + \frac{70.43}{189532.2} \right)} = 357,938.4 \text{ kg}$$

Para calcular el número de torones inicial, se propone un esfuerzo inicial de tensado de $0.75f_{sr}$ y unas pérdidas del 20%.

Número de torones:

$$N = \frac{P}{0.8 \times 0.75f_{sr} \times A_{sp}} = \frac{357,938.2}{0.8 \times 0.75 \times 19000 \times 1} = 31.4 \approx 32$$

Se usarán 32 torones de $\phi \frac{1}{2}$ ", en dos camas de 15 torones cada una y 2 torones adicionales sobre ellas

$$e' = (15 \times 15 + 15 \times 10 + 2 \times 15) / 32 = 7.97 \text{ cm}$$

$$e_{ss} = y_{ss} - e' = 77.93 - 7.97 = 69.96 \text{ cm}$$

4.2 CÁLCULO DE PÉRDIDAS

4.2.1 PÉRDIDAS INSTANTÁNEAS

4.2.1.1 Acortamiento elástico

$$\Delta AE = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp}$$

$$E_p = 1.9 \times 10^6$$

$$E_{ci} = \frac{w^{3/2} \sqrt{f'_{ci}}}{7.3} = \frac{2400^{3/2} \sqrt{0.8 \times 350}}{7.3} = 2.695 \times 10^5$$

Después de varios tanteos se llegó a que usaremos un factor de tensado f_{sr} de 0.79 para que cuando se presenten las pérdidas obtener finalmente uno de 0.7.

$$f_t = 0.79 \times 19000 = 15,086 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_t = 32 \times 15086 = 482,752 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} f_{cgp} &= -\frac{P_t}{A_{ss}} - \frac{P_t \times e}{I_{ss}} y_{ss} + \frac{M_{pp} \times y_{ss}}{I_{ss}} \\ &= -\frac{482,752}{5601.8} - \frac{482,752 \times 69.96^2}{14770243.3} + \frac{14133010 \times 69.96}{14770243.3} \\ &= 179.2 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\Delta AE = \frac{1.9 \times 10^6}{2.695 \times 10^5} (179.2) = 1263.4 \text{ kg/cm}^2$$

4.2.1.2 Relajación instantánea

$$\Delta RE1 = \frac{\log(t)}{40} \left(\frac{f_t}{f_{sy}} - 0.55 \right) f_t$$

t en horas; t = 18 horas

$$\begin{aligned} \Delta RE1 &= \frac{\log(18)}{40} \left(\frac{15086}{17100} - 0.55 \right) 15086 \\ &= 157.28 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Esfuerzo en el torón después de la transferencia

$$= (0.794 - 0.0837 - 0.0104) \text{ fsr} = 0.7 \text{ fsr} \quad \text{O.K.}$$

4.2.2 PÉRDIDAS DIFERIDAS

4.2.2.1 Flujo plástico

$$\Delta \text{FP} = 12 f_{\text{cgp}} - 7 f_{\text{odp}} \geq 0$$

$$f_{\text{cda}} = \frac{(M_{\text{losa}} + M_{\text{CMA}}) \times e}{I_{\text{ss}}}$$

$$= \frac{(7569000 + 5340350) \times 69.96}{14770243.3} = 61.14$$

$$\Delta \text{FP} = 12(179.2) - 7(61.14) = 1722.4 \text{ kg/cm}^2$$

4.2.2.2 Contracción

$$\Delta \text{CC} = 1193 - 10.5H$$

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

4.2.2.3 Relajación diferida

$$\Delta \text{RE2} = 0.3 [1408 - 0.4 (\Delta \text{AE}) - 0.2 (\Delta \text{CC} + \Delta \text{FP})]$$

$$\Delta \text{RE2} = 0.3 [1408 - 0.4 (1263.4) - 0.2 (458 + 1722.4)] = 139.97 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla 4.2. Resumen pérdidas

PERDIDAS	Δf (kg/cm ²)	% ft
<input type="checkbox"/> Acortamiento Elástico	1263.40	8.4
<input type="checkbox"/> Relajación Instantánea	157.28	1.0
<input type="checkbox"/> Flujo plástico	1722.40	11.4
<input type="checkbox"/> Contracción	458.00	3.0
<input type="checkbox"/> Relajación diferida	139.97	0.9
TOTAL	3741.05	24.8

El esfuerzo resultante y la carga final son:

$$f_{\text{final}} = 15,086 - 3,741.05 = 11,344.95 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_f = 1 \times 32 \times 11,344.95 = 363,038.69 \text{ kg}$$

4.3 DISEÑO ELÁSTICO AL CENTRO DEL CLARO

Esfuerzo final en la fibra inferior:

$$f_i = -\frac{P_f}{A_{ss}} - \frac{P_f \times e}{S_{ssi}} + \frac{M_1}{S_{ssi}} + \frac{M_2}{S_{sci}} \leq 1.6\sqrt{f'c}$$

$$f_i = -\frac{363,038.69}{5601.8} - \frac{363,038.69 \times 69.96}{18932.2} + \frac{21702010}{189532.2} + \frac{25314100}{225344.5} = 28.03 < 152.5 \quad \text{OK.}$$

Esfuerzo final en la fibra superior:

$$f_s = -\frac{P_f}{A_{ss}} + \frac{P_f \times e}{S_{ssi}} - \frac{M_1}{S_{ssi}} - \frac{M_2}{S_{sci}} \left(\frac{y_{scs} - h_{fibre}}{y_{scs}} \right) \leq 0.45f'c$$

$$= 110.04 < 157.5 \quad \text{OK.}$$

4.4 REVISIÓN A LA RUPTURA

$$M_s = M_1 + M_2 = 21'702,341.4 + 25'314,100 = 47'016,441.4 \text{ kg-cm}$$

$$M_u = 1.4 M_s = 65'823,017.96 \text{ kg.cm}$$

$$f_{sp} = f_{sr} \left[1 - 0.5 \frac{P_p \times f_{sr}}{f'c} \right]; \quad P_p = \frac{A_{sp}}{bd} = \frac{32 \times 1}{200 \times 142.03} = 0.001126$$

$$f'c_{fibre} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{sp} = 19000 \left[1 - 0.5 \frac{0.001126 \times 19000}{170} \right] = 17803.89 \text{ kg/cm}^2$$

$$a = \frac{A_{sp} \times f_{sp}}{b \times f'c} = \frac{32 \times 1 \times 17803.89}{200 \times 170} = 16.76 > 15 \text{ cm}$$

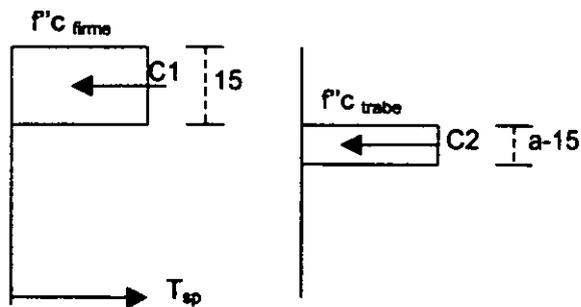


Figura 4.1. Diagrama de esfuerzos.

$$C1 = 15 \times b \times f'c_{\text{firme}} = 15 \times 200 \times 170 = 510,000$$

$$C2 = (a-15) \times b \times f'c_{\text{trabe}} = (a-15) \times 200 \times 231.3$$

$$C2 = 46260 (a-15)$$

$$C1 + C2 = A_{sp} f_{sp} = 32 \times 1 \times 17,803.89 = 569,724.73$$

$$510,000 + 46,260 (a-15) = 569,724.73$$

$$a = \frac{569,724.73 - 510,000}{46260} + 15 = 16.29 < (15 + 8.6)$$

VIGA RECTANGULAR

$$M_R = FR [A_{sp} f_{sp} (d_p - a/2)]$$

$$M_R = 0.9 [569,724.73 (142.03 - 16.29 / 2)] =$$

$$= 68'649,563.59 \text{ kg-cm}$$

$$M_u < M_R \quad \text{O.K.}$$

4.5 CORTANTE

$$V_{CR} = F_R b d \left[0.15 \sqrt{f'c} + 50 \frac{V}{M} d_{sp} \right];$$

$$W_t = 1344.4 + 720 + 508 + 1900 = 4472.4 \text{ kg/m}$$

$$M = 64,850.2 x - 4,472.4 x^2 / 2$$

$$V = 64,850.2 - 4,472.43x$$

$$V_{CR \max} = 1.3F_R b d \sqrt{f'c} = 1.3 \times 0.8 \times 18 \times 142.03 \times \sqrt{280} = 44,490.26 \text{ Kg}$$

$$V_{CR \min} = 0.5F_R b d \sqrt{f'c} = 0.5 \times 0.8 \times 18 \times 142.03 \times \sqrt{280} = 17,111.63 \text{ kg}$$

4.5.1 Revisión en $X = h = 1.5$ metros

$$M = 64,850.2 (1.5) - 4,472.4 (1.5)^2 / 2 = 92,243.8 \text{ kg-m}$$

$$V_s = 64,850.2 - 4,472.4 (1.5) = 58,141.55 \text{ kg}$$

$$V_u = 1.4 V_s = 81,398.17 \text{ kg}$$

$$V_{CR} = F_R b d \left[0.15 \sqrt{f'c} + 50 \frac{V}{M} d_{sp} \right]$$

$$V_{CR} = 96,680.0 \Rightarrow \text{rige} \Rightarrow V_{CR \max} = 44,490 \text{ kg}$$

Como $h > 70$ cm reducimos V_{CR} en un 30%

Como $h/b = 150/18 = 8.33 > 6$ reducimos V_{CR} 30%

$$V_{CR} = 0.4(44,490.26) = 17,796.1 \text{ kg}$$

$V_u > V_{CR} \Rightarrow$ Necesita acero de refuerzo

Proponemos 2 ramas de estribos del #3

Cortante que tomará el acero:

$$V_s = V_u - V_{CR} = 81,398.17 - 17,796.1 = 63,602 \text{ kg.}$$

Separación de estribos:

$$s = \frac{0.8 \times 2 \times 0.71 \times 4200 \times 142.03}{63,602} = 10.65 \text{ cm}$$

Usaremos estribos del #3 @ 10 cm

4.5.2 Revisión en $X = L/4 = 7.25$ m

$$M = 64,850.2 (7.25) - 4,472.4 (7.25)^2/2 = 352,622 \text{ kg-m}$$

$$V_s = 64,850.2 - 4,472.43 (7.25) = 32,425 \text{ kg}$$

$$V_u = 1.4 V_s = 45,395 \text{ kg}$$

$$V_{CR} = F_R b d \left[0.15 \sqrt{f'c} + 50 \frac{V}{M} d_{sp} \right]$$

$$V_{CR} = 18,489.04 \Rightarrow \text{Rige}$$

Como $h > 70 \text{ cm}$ reducimos V_{CR} en un 30%

Como $h/b = 150/18 = 8.33 > 6$ reducimos V_{CR} 30%

$$V_{CR} = 0.4(18,489.04) = 7,395 \text{ kg.}$$

$V_u > V_{CR} \Rightarrow$ Necesita acero de refuerzo

Proponemos 2 ramas de estribos del #3

Cortante que tomará el acero:

$$V_s = V_u - V_{CR} = 45,395 - 7,396 = 37,999 \text{ kg}$$

Separación de estribos:

$$s = \frac{0.8 \times 2 \times 0.71 \times 4200 \times 142.03}{37,999.49} = 17.83 \text{ cm}$$

Usaremos estribos del #3 @ 17.5 cm hasta 10 metros, y luego a una separación de 30 cm hasta el centro del calor.

4.6 REVISIÓN POR ACERO MÍNIMO

$$M_R > 1.2 M_{agr}$$

$$\frac{P}{A} - \frac{P \times e}{S_{iss}} + \frac{M_1}{S_{iss}} + \frac{M_2}{S_{isc}} = 2\sqrt{f'c}$$

$$M_2 = \left[2\sqrt{f'c} - \frac{M_1}{S_{iss}} + \frac{P_1 \times e}{S_{iss}} + \frac{P_1}{A} \right] S_{isc}$$

$$M_2 = \left[2 \cdot 350 - \frac{21702,341}{189,532.2} + \frac{363,038.7 \times 69.96}{189,532.2} + \frac{363,038.7}{5601.8} \right] \times$$

$$\times 225344.5 = 27'429,813 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{agr} = M_1 + M_2 = 49'132,154 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$1.2M_{agr} = 58'958,585.75 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_R = 68'649,563.59 > 1.2M_{agr}, \text{ O.K.}$$

4.7 ESFUERZOS EN LA TRANSFERENCIA Y ENCAMISADOS

$$w_{pp} = 1344.4 \text{ kg/m};$$

$$f_i = -\frac{P_i}{A} - \frac{P_i \times e}{S_{ssi}} + \frac{M_{pp}}{S_{ssi}}$$

$$f_s = -\frac{P_i}{A} + \frac{P_i \times e}{S_{sss}} - \frac{M_{pp}}{S_{sss}}$$

Esfuerzos permisibles:

$$0.6f_{ci} = 0.6 \times 0.8 \times 350 = -168 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sqrt{f_{ci}} = \sqrt{0.8 \times 350} = 16.73 \text{ Kg/cm}^2$$

4.7.1 Revisión en el centro del claro $x = \frac{L}{2} = \frac{29}{2} = 14.5 \text{ m}$

$$M_{pp} = \frac{1344.4 \times 14.5}{2} (29 - 14.5)$$

$$= 141,330.05 \text{ kg} - \text{m} = 14'133,005 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$Pt = 0.7(32)(1)(19000) = 425,600 \text{ Kg}$$

$$f_i = -\frac{425600}{5601.8} - \frac{425600 \times 69.96}{189532.2} + \frac{14133005}{189532.2} = -158.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = -\frac{425600}{5601.8} + \frac{425600 \times 69.96}{258809.24} - \frac{14133005}{258809.24} = -15.5 \text{ kg/cm}^2$$

4.7.2 Otras secciones.

De igual manera se revisa a cada metro del centro del claro hacia el extremo, obteniéndose los siguientes resultados:

Tabla 4.3. Encamisados

X (m)	No. Torones sin encamisar	f_i kg/cm ² ($f_{perm} =$ 168)	f_s kg/cm ² ($f_{perm} =$ 16.73)	No. Torones a enca- Misar
14.5	32	158.5	15.55	----
9	30	155.6	9.41	2
6	28	156.22	0.73	2
4	26	155.41	6.90	2
2	24	157.45	16.62	2
1	18	123.84	16.68	6
0.5	14	99.81	15.52	4

X = Distancia desde el extremo.

4.8 REVISIÓN DE DEFLEXIONES

4.8.1 TRANSFERENCIA

a) Debida al presfuerzo

$$\Delta_{presf} = -\frac{1}{8} \frac{P_i e L^2}{E I_{ss}}$$

$$E = 14000 \sqrt{f_c} = 14000 \sqrt{350} = 261916.02 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = 32(13296.72) = 425495.1 \text{ kg}$$

$$\Delta_{presf} = -\frac{1}{8} \frac{425495.1 \times 69.96 \times 2900^2}{261916 \times 14770243.3} = 8.08 \text{ cm}$$

b) Debido al peso propio

$$\Delta_{pp} = \frac{5wL^4}{384E I_{ss}}$$

$$W_{pp} = 1344 \text{ kg/m} = 13.44 \text{ kg/cm}$$

$$\Delta_{pp} = \frac{5 \times 13.44 \times 2900^4}{384 \times 261916 \times 14770243.3} = 3.2 \text{ cm}$$

$$\Delta_{Tot} = \Delta_{pp} - \Delta_{presf} = 3.2 - 8.08 = -4.88 \text{ cm}$$

$$\Delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.5 = \frac{2900}{240} + 0.5 = 12.6 \text{ cm}$$

$$\Delta_{Tot} < \Delta_{perm} \text{ O.K.}$$

4.8.2 ETAPA FINAL

$$\Delta T = -\Delta_{pe} - \frac{\Delta_{pi} + \Delta_{pe}}{2} Cu + (\Delta_o + \Delta_{cm})(1 + Cu) + \Delta_{cv}$$

a) Debida al presfuerzo

$$\Delta_{pi} = -\frac{1 PeL^2}{8 EI_{sc}} = \frac{1 \cdot 363038.7 \times 69.96 \times 2900^2}{8 \cdot 261916 \times 22095032} = 4.61 \text{ cm}$$

$$\Delta_{pe} = \Delta_{pi} \frac{Pe}{Pi} = 4.61 \times \frac{363038.7}{425955.12} = 3.93 \text{ cm}$$

b) Debida a la carga viva

$$W_{cv} = 1900 \text{ kg/m} = 19 \text{ kg/cm.}$$

$$\Delta_{cv} = \frac{5W_{cv}L^4}{384EI_{sc}} = \frac{5 \times 19 \times 2900^4}{384 \times 261916 \times 22095032} = 3.02 \text{ cm}$$

c) Debida al peso propio

$$\Delta_{pp} = \frac{5W_{pp}L^4}{384EI_{ss}}$$

$$W_{pp} = 1344 \text{ kg/m} = 13.44 \text{ kg/cm}$$

$$\Delta_o = \Delta_{pp} = \frac{5 \times 13.44 \times 2900^4}{384 \times 261916 \times 14770243.3} = 3.2 \text{ cm}$$

d) Debida a las cargas muertas

$$\Delta_{CM} = \Delta_{losa} + \Delta_{CM}$$

$$w_{losa} = 720 \text{ kg/m} = 7.2 \text{ kg/cm}$$

$$\Delta_{losa} = \frac{5w_{losa}L^4}{384EI_{ss}} = \frac{5 \times 7.2 \times 2900^4}{384 \times 261916 \times 14770243.3} = 1.7 \text{ cm}$$

$$w_{CM} = 508 \text{ kg/m} = 5.08 \text{ kg/cm}$$

$$\Delta_{CM} = \frac{5w_{CM}L^4}{384EI_{sc}} = \frac{5 \times 5.08 \times 2900^4}{384 \times 261916 \times 22095032} = 0.8 \text{ cm}$$

$$\Delta_{CM} = \Delta_{losa} + \Delta_{cma} = 1.7 + 0.8 = 2.5$$

Deflexión Total

$$\Delta T = -3.93 - \frac{4.61 + 3.93}{2} (2.3) + (3.2 + 2.5)(3.3) + 3.02 = 8.1 \text{ cm}$$

$$\Delta_{perm} = \frac{2900}{240} + 0.5 = 12.6 \text{ cm}$$

$$\Delta_{Tot} < \Delta_{perm}, \text{ O.K.}$$

Por lo tanto el elemento no tiene problemas de deflexiones.

4.9 CORTANTE HORIZONTAL

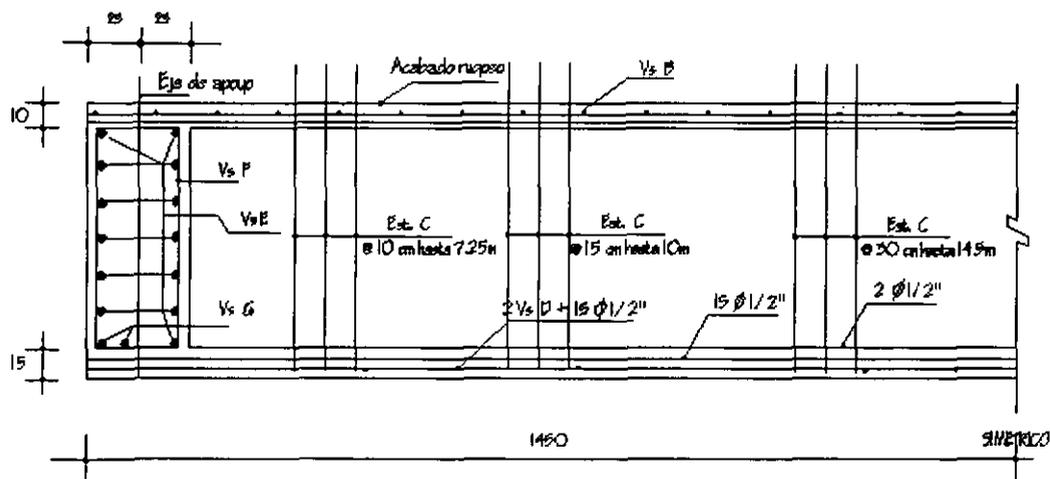
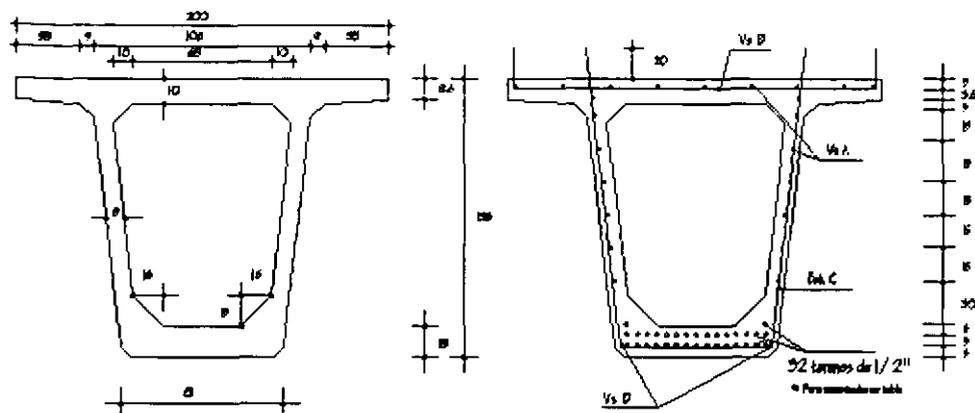
$$F_h = T_{sp} = 32 \times 1 \times 17,803.89 = 569,724.48 \text{ kg.}$$

$$2.8F_{RbvLhv} = 2.8 \times 0.8 \times 200 \times 2900/2 = 649,600 \text{ kg.}$$

$$F_h < 2.8F_{RbvLhv}, \Rightarrow \text{No necesita conectores}$$

A continuación se muestra una gráfica en donde viene el armado de la trabe cajón. Se muestran varillas para temperatura, flexión y armado cuya separación y calibre vienen especificadas por el fabricante.

CORTE TRANSVERSAL AL CENTRO DEL CLARO



ESCALA GRAFICA



CORTE LONGITUDINAL

REFUERZO

LISTA DE VARILLAS PARA UNA TRABE

Tip	Ø	CROQUIS	NUM	a	b	LONG. (m)	LONG. (m)	PESO (Kg)	
A	5c		20	2900		2900	667	371.8	
B	5c		96	187	23	219	220.9	129.99	
C	5c		20	71	180	371	779.1	456.8	
D	5c		2	2900		2900	90.0	92.9	
E	4c		26	880		880	22.29	22.72	
F	4c		8	40	118	36	24.28	24.10	
G	6c		4	71	190	371	14.80	28.4	
TOTAL								1060.86	Kg

CONCRETO

AREA (m ²)	LONG. (m)	SECC. ANCHA	VOL. TOTAL (m ³)
0.8606	29.0	0.82	17.06

PRESFUERZO

CABLE	No. CABLE	L/CABLE	L/TOTAL	Kg/m	PESO TOTAL
1/2"	92	29.0	928	0.895	92.6
DE CABLE	1	100	1000	0.80	9.7

ENCAMISADOS

DEBIDA A MANEJO DEL EXPOSICION (m)	NO. DE TORNOS SIN ENCAMISAR	NO. DE TORNOS A ENCAMISAR	TOTAL DE TORNOS ENCAMISADOS
0.8	20	2	2
0.6	28	2	4
0.5	26	2	5
1.0	30	4	11
0.8	14	6	10

CONCLUSIONES:

Es necesario que el ingeniero y el estudiante comprendan los conceptos básicos del concreto presforzado para que tenga un buen criterio en el diseño de estos elementos. Gracias a la combinación del concreto y el acero de presfuerzo es posible producir en un elemento estructural esfuerzos y deformaciones que se contrarresten total o parcialmente con los producidos por las cargas, lográndose así diseños muy eficientes. Los elementos que se pueden obtener son más esbeltos y eficientes, por ejemplo, en vigas se utilizan peraltes del orden del claro $L/20$, en vez del usual $L/10$ para vigas reforzadas. Existen aplicaciones que solo son posibles gracias al empleo del concreto presforzado como el caso de puentes sobre avenidas con tránsito intenso o de claros muy grandes.

El concreto presforzado permite que el diseñador controle las deflexiones y grietas al grado deseado. Como se observó, el uso de materiales de alta resistencia y calidad son necesarios en la fabricación de elementos de concreto presforzado ya que si estos no cumplen con las características requeridas podrían fallar en cualquiera de las etapas críticas.

Es necesario que el acero sea de una resistencia mucho mayor que el acero ordinario ya que este se debe de presforzar a altos niveles para que el elemento sea eficiente y debido a que esta fuerza de presfuerzo es disminuida con el tiempo por a las pérdidas que ocurren.

Al inicio del desarrollo de la técnica del concreto presforzado hubo muchos fracasos debido a que la pérdida de la fuerza de presfuerzo no se podía calcular con mucha exactitud, para cada caso el porcentaje de esta pérdida varía ya que depende de muchos factores, por lo que es muy importante hacer un cálculo lo más preciso posible, y no es recomendable hacer una estimación del 20 al 25 por ciento como lo permiten las NTC para estructuras de concreto.

En el capítulo segundo de esta tesis se investigaron fórmulas para el cálculo de las pérdidas de presfuerzo que vienen en los principales reglamentos de otros países, sin embargo estas fórmulas están basadas en las

características de los concretos para dichos países, por lo que resulta necesario que antes de que se reglamente el cálculo de las pérdidas, se hicieran estudios y pruebas con los concretos que se producen en nuestro país.

Como se vio los puentes de trabe cajón ofrecen muchas ventajas debido a que tienen una mayor rigidez torsional y también puede aprovecharse el espacio que encierra para el paso de otras instalaciones como subestaciones eléctricas. En puentes con curvatura significativa se recomienda el uso de trabes cajón postensadas, aunque existen varios puentes curvos pretensados, estos no tienen una buena apariencia debido a que se intenta dar la forma de la curva por medio de trabes rectas.

Una de las preocupaciones en los elementos prestensados es el comportamiento de las conexiones que difiere de los elementos que son colados monolíticamente, por lo que sería bueno que se hicieran estudios sobre este tema.

En esta tesis se investigo solamente sobre el diseño de puentes, sin embargo el análisis podría ser el tema de otra investigación.

Se deben tomar en cuenta las dimensiones de las trabes cajón u otros elementos para su transporte, ya que si estas son muy grandes tal vez no puedan transitar por las carreteras existentes.

REFERENCIA BIBLIOGRAFICA

- 1) American Association of State Highway and Transportation Officials AASHTO. LRFD Bridge Design Specifications. Washington, D.C., 1994.
- 2) American Association of State Highway and Transportation Officials AASHTO. Standard Specifications for Highway Bridges. Washington, D.C., 1996.
- 3) Prestressed Concrete Institute. Pci design handbook : Precast and prestressed concrete. Chicago, 1971
- 4) Gaceta oficial del D.D.F. Normas tecnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto. México D. F., 1991
- 5) Ontario Highway Bridge Design Code, Quality and Standards División, Ministry of Transportation, Ontario, Canada, 1992, 3ª edición
- 6) ACI Committee 318, Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI Estándar 318-95. Detroit: American Concrete Institute, 1995.
- 7) Lin, Tung- Yen. Diseño de estructuras de concreto presforzado. México, Continental, 1968.
- 8) Xanthakos, Petros P. Theory and design of bridges. New york, J. wiley, 1994
- 9) Libby, James R. Modern prestressed concrete: Design principles and construction methods. New york, Van Nostrand Reinhold, 1990
- 10) Nawy, Edward G. Prestressed concrete : a fundamental approach. Englewood Cliffs, New Jersey, Prentice Hall, 1995
- 11) Hurst, Melvin Keith. Prestressed Concrete Design. London, Chapman and hall, 1988

- 12) Naaman, Antonie E. (1982). Prestressed concrete analysis and design : Fundamentals. New York, Mexico, McGraw-Hill, 1982
- 13) Nilson, Arthur H. Diseño de estructuras de concreto. México, Limusa Noriega, 1988
- 14) Degenkolb, Oris H. Concrete box girder bridges. Ames, Iowa state university Press, 1977
- 15) Gonzales, Cuevas Oscar. Robles, Fernández-Villegas Fco. Aspectos fundamentales del concreto reforzado. México, Limusa Noriega, 1995.
- 16) ASTM C 469-65. American Society for Testing Materials. Standard Method of Test for Static Young's Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio in Compressions of Cylindrical Concrete Specimens. Filadelfia, 1965.
- 17) Gaceta Oficial del D.D.F. Reglamento de construcciones para el Distrito Federal. Quinta Época No. 9. México 6 de julio de 1987.

ESTA TAREA NO DEBE
SALIR DE LA ESCUELA