

93
Zey



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE
PUENTES CON ELEMENTOS PRESFORZADOS

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE :
INGENIERO CIVIL
PRESENTA:
SALATIEL TREJO MARTÍNEZ

DIRECTOR DE TESIS:
DR. EDUARDO REINOSO ANGULO



CIUDAD UNIVERSITARIA

OCTUBRE 1998

TESIS CON

207509



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTTT/114/98

Señor
SALATIEL TREJO MARTINEZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor DR. EDUARDO REINOSO ANGULO, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

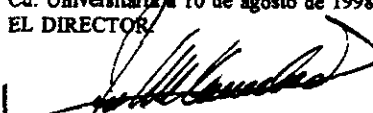
"ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE PUENTES CON ELEMENTOS PRESFORZADOS"

- INTRODUCCION
- I ASPECTOS BASICOS
- II PUENTES DE CONCRETO PRESFORZADO
- III SOLICITACIONES
- IV. ESTADOS LIMITE Y DE SERVICIO
- V. ANALISIS ESTRUCTURAL
- VI DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE PUENTES VEHICULARES
- VII ASPECTOS CONSTRUCTIVOS
- VIII EJEMPLO
- CONCLUSIONES
- BIBLIOGRAFIA

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria 10 de agosto de 1998.
EL DIRECTOR


ING. JOSÉ MANUEL COVARRUBIAS SOLIS
JMCS/GMP*lmf

Dedicatoria

*A Dios,
quien me dio la oportunidad de existir y pensar*

*A mi madre, Josefina Martínez Trejo,
in memoriam*

*A mis hermanas Elena, Concepción, Adela, Lucina, Leonila y Yeraldín
con profundo agradecimiento*

A los hijos de mis hermanas

*Honra a tu padre y a tu madre,
como Jehová tu Dios te ha mandado,
para que sean prolongados tus días,
y para que te vaya bien sobre la tierra que Jehová tu Dios te da.*

Deuteronomio 5:16

Agradecimiento

A los grandes maestros de la Facultad de Ingeniería

A la Universidad Nacional Autónoma de México

Al Instituto de Ingeniería

Al Pueblo de México

Índice

| | | |
|--------------|---|-----------|
| Introducción | | ix |
| 1 | Aspectos Básicos | 1 |
| 1.1 | Geometría y estética | 1 |
| 1.2 | Clasificación de puentes | 2 |
| 1.3 | Estructuración de puentes | 7 |
| 2 | Puentes de concreto presforzado | 13 |
| 2.1 | Concreto presforzado | 13 |
| 2.2 | Importancia del uso de concreto presforzado | 20 |
| 2.3 | Soluciones típicas | 21 |
| 2.4 | Algunos ejemplos de puentes de concreto presforzado | 23 |
| 3 | Solicitaciones | 27 |
| 3.1 | Acciones permanentes | 27 |
| 3.2 | Acciones variables | 28 |
| 3.3 | Acciones accidentales | 34 |
| 3.4 | Combinación de cargas | 37 |
| 4 | Estados límite y de servicio | 41 |
| 4.1 | Deflexiones | 41 |
| 4.2 | Desplazamientos durante sismos frecuentes | 44 |
| 4.3 | Agrietamiento | 45 |
| 5 | Análisis Estructural | 47 |
| 5.1 | Análisis longitudinal | 47 |
| 5.2 | Análisis transversal | 55 |



| | | |
|----------|--|------------|
| 6 | Diseño de la superestructura de puentes vehiculares | 61 |
| 6.1 | Elementos de la superestructura | 61 |
| 6.2 | Diseño elástico | 65 |
| 6.3 | Resistencia a flexión | 76 |
| 6.4 | Resistencia a cortante | 83 |
| 6.5 | Requisitos complementarios | 89 |
| | | |
| 7 | Aspectos constructivos | 93 |
| 7.1 | Materiales | 93 |
| 7.2 | Curado | 99 |
| | | |
| 8 | Ejemplo | 103 |
| 8.1 | Datos básicos | 103 |
| 8.2 | Cálculo de propiedades geométricas | 105 |
| 8.3 | Análisis estructural por carga viva | 110 |
| 8.4 | Análisis estructural por carga muerta | 130 |
| 8.5 | Cálculo de esfuerzos | 131 |
| 8.6 | Diseño por flexión | 133 |
| 8.7 | Diseño por cortante | 150 |
| 8.8 | Revisión de la Deflexión | 155 |
| 8.9 | Diseño de la losa de concreto reforzado | 157 |
| 8.10 | Planos y especificaciones | 162 |
| | | |
| | Conclusiones | 167 |
| | Apéndice | 169 |
| | Bibliografía | 171 |



Introducción

*El puente, armoniosa conjunción de arte y ciencia,
una de las más geniales creaciones del hombre.*



Aunque el arte de construir puentes tiene su origen en la misma prehistoria, actualmente éstos siguen teniendo un papel muy importante en el desarrollo de las civilizaciones. Es evidente que la función principal de un puente es la de soportar el tránsito de vehículos o de otro tipo sobre un cruce, que puede ser un río, una barranca, o bien otras líneas de tránsito. Además de cumplir con su objetivo en forma segura y económica, un puente debe diseñarse estéticamente, de modo que armonice y enriquezca la belleza de su entorno.

Los puentes se dividen en dos partes principales: la superestructura, o conjunto de elementos que salvan los claros situados entre dos soportes, y la subestructura, formada por los cimientos, los estribos, las pilas que soportan los tramos. Los miembros principales de la superestructura suelen ser de acero o concreto. Y a raíz de la gran demanda que tubo el acero en la industria de la guerra, fue necesario utilizar al concreto como material alternativo. Es hoy sin lugar a duda, que las bondades que introduce el presfuerzo al concreto, ha llevado a que sea mayor su uso en la construcción de puentes. Esta tesis se enfoca al análisis y diseño de la superestructura de puentes con elementos de concreto presforzado.



El objetivo de este trabajo es exponer algunos conceptos básicos sobre el análisis y diseño de la superestructura de puentes con elementos de concreto presforzado.

En los dos primeros capítulos se presentan algunos aspectos básicos del diseño de puentes y muy particularmente de concreto presforzado. En el capítulo 3 se hace mención de las solicitaciones que actúan sobre un puente, considerando que es importante tratarlas aún cuando no todas serán consideradas en el diseño de la superestructura. El capítulo 4 muestra los estados límite de servicio los cuales permiten un buen funcionamiento de la superestructura en condiciones de trabajo.

Los conceptos básicos del análisis estructural de la superestructura serán tratados en el capítulo 5, y el diseño de ésta en el capítulo 6. Algunos aspectos constructivos son tratados en el capítulo 7. Y finalmente se desarrolla un ejemplo paso a paso del análisis y diseño de la superestructura de un puente típico, lo que permite al lector comprender los conceptos expuestos en este trabajo de manera más práctica.

Este trabajo no pretende ser un tratado riguroso y amplio sobre el estudio del concreto presforzado y su aplicabilidad al diseño de puentes, pero sí pretende proporcionar al lector una introducción a los principios y procedimientos del análisis y diseño de la superestructura de éstos. Dada la demanda de este tipo de estructuras y la poca información que se tiene en la formación académica del ingeniero a nivel licenciatura, se presenta este trabajo como una lectura alternativa y complementaria a las materias se imparten en la Facultad de Ingeniería, esperando que este trabajo pueda lograr su objetivo.

Agradezco la valiosa ayuda del Dr. Eduardo Reinoso Angulo quién personalmente revisó este trabajo, y del M.I. Armando Gallegos Suárez de quien aprendí gran parte de lo que en este trabajo presento.

Salatíel Trejo Martínez
Ciudad Universitaria, D.F. México



Capítulo 1

Aspectos Básicos

Este capítulo tiene como objetivo proporcionar al diseñador elementos fundamentales para el análisis y diseño de los puentes típicos construidos con elementos preforzados y prefabricados. Es claro que las grandes ventajas del concreto preforzado ha llevado a que *en nuestro país sea cada vez más común el uso de esta tecnología.*

1.1 GEOMETRÍA Y ESTÉTICA

Dada la importancia que representan los puentes en el paisaje tanto urbano como rural, se deben concebir considerando integralmente su apariencia y funcionalidad, logrando diseños eficientes para soportar cargas de la manera más estética posible. Estos diseños deben de ir más allá de la excelencia técnica e incorporar conceptos de arquitectura urbana y de medio ambiente. Para ello, y debido a que no es posible dar guías universales sobre la estética de un puente, el diseñador debe aplicar imaginación, intuición y creatividad para lograr una *estructura funcional, segura, económica y estética, en donde esbeltez, orden, variedad, unidad, transparencia y ornamentación estén aplicados con sensatez y coherencia.*

Un puente debe tener una forma estructuralmente expresiva y estética. En él se debe manifestar de manera clara y bien definida la estructura anatómica del mismo evitando detalles innecesarios y buscando siempre que la estructura tenga apariencia agradable e inspire confiabilidad y estabilidad.

En algunos sitios se deben considerar factores locales de costumbres, históricos y arqueológicos, siempre en busca de la integración armoniosa del puente con su entorno

El puente debe ser visto como un todo. Todos los elementos que lo forman como la superestructura y subestructura, los espacios abiertos dentro y cerca de la estructura, los accesos, la iluminación y señalización, los drenajes, las banquetas y los parapetos deben complementarse armoniosamente.



En el caso de ampliaciones a puentes ya existentes, se debe escoger la solución que guarde más armonía con la estructura ya existente para obtener soluciones estéticamente válidas.

1.2 CLASIFICACIÓN DE PUENTES

Es conveniente clasificar los puentes para delimitar los alcances de los sistemas constructivos y de los criterios y herramientas de análisis y diseño. Para los fines de esta tesis clasificaremos los puentes de la siguiente manera:

TAMAÑO

En función de la longitud del claro, L , los puentes se pueden clasificar de la siguiente manera:

| Clasificación | Claro |
|---------------------------|-----------------------------------|
| Alcantarillas | $L \leq 6 \text{ m}$ |
| Puentes de claro medio | $6\text{m} < L \leq 60 \text{ m}$ |
| Puentes de grandes claros | $L > 60 \text{ m}$ |

Los puentes a los que nos referiremos en esta tesis son los de claro medio. Aunque muchos puentes de grandes claros son hechos con sistemas presforzados como los puentes empujados, el análisis de estas estructuras escapa a los alcances de este trabajo.

SISTEMA ESTRUCTURAL

De acuerdo a su sistema estructural los clasificaremos en:

- Simplemente apoyados, y
- Continuos

Los segundos incluyen puentes de claros medios con continuidad solamente en la superestructura hasta puentes colgantes, atrantados y empujados.

En los puentes continuos se reduce la magnitud del momento flexionante positivo al centro del claro, por lo que se pueden obtener claros más largos con la misma sección. Las principales ventajas de los puentes continuos son:



- Menor peralte que los puentes simplemente apoyados
- Se requiere un menor número de apoyos
- Menos juntas de expansión, con la ventaja evidente de lograr una superficie de rodamiento sin interrupciones
- La deflexión y la vibración son menores

Al mismo tiempo, los puentes continuos tienen las siguientes desventajas:

- Los asentamientos diferenciales pueden causar efectos importantes en toda la estructura, por lo que su uso no se recomienda sobre suelos muy blandos
- La colocación del refuerzo es más complicada
- El análisis y diseño es más complejo

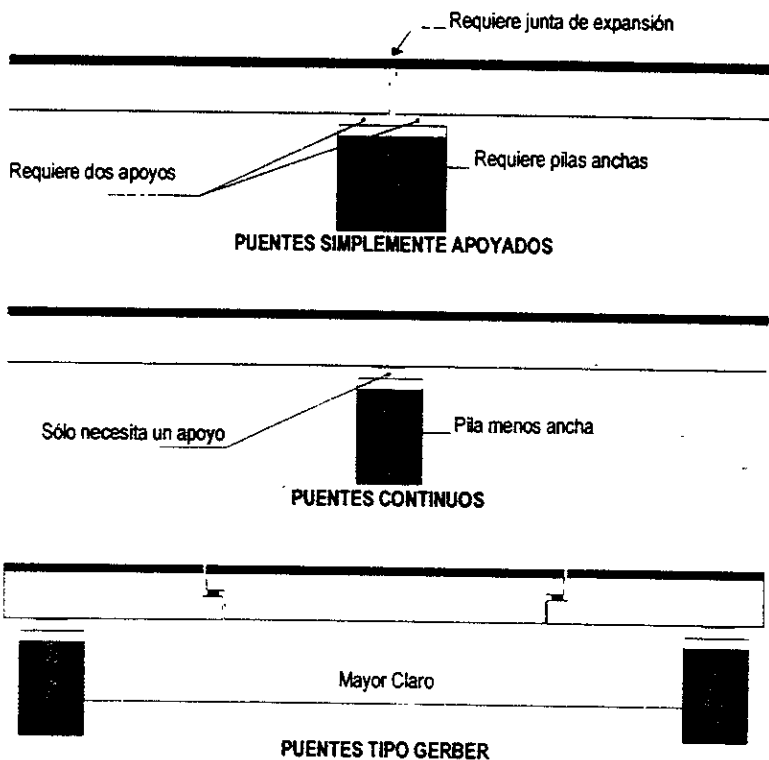


Figura 1.1 Sistemas estructurales comunes para puentes.



Una combinación eficiente de ambos tipos de estructuración es la solución tipo Gerber (Figura 1.1). En esta solución se coloca una trabe central simplemente apoyada justo en los sitios correspondientes a momento cero de una viga continua. Este es un sistema adecuado para usar elementos pretensados en esa viga central y otros con las mismas características, ya sean también pretensados, reforzados o postensados colados en sitio, formando el voladizo o cantiliver.

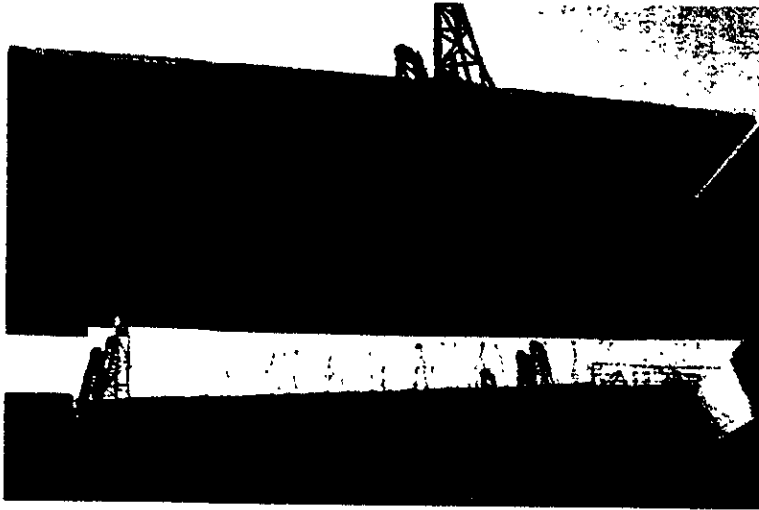


Figura 1.2 Viga central en un puente con sistema Gerber.

En este trabajo se presentará el análisis y diseño de los elementos pretensados para puentes simplemente apoyados, que son la gran mayoría de los puentes construidos con elementos presforzados, incluyendo los de sistemas tipo Gerber.

DE ACUERDO A SU IMPORTANCIA

Todos los puentes serán considerados importantes, a menos que se trate de accesos a zonas residenciales privadas o de caminos temporales, en cuyo caso el puente se podrá considerar secundario. Para que un puente pueda considerarse secundario deberá, además, ser de un solo claro no mayor que 20 m, con no más de dos carriles de circulación y que el dueño garantice que el tránsito que circule por el puente durante por lo menos los siguientes 30 años será poco intenso y de vehículos ligeros. En todos los casos, será responsabilidad del propietario seleccionar la categoría de importancia a la que corresponde el puente. Los



puentes construidos en el Distrito Federal clasificados como importantes serán estructuras del Grupo A.

DE ACUERDO CON SU RESISTENCIA LATERAL

Debido a sus características, un mismo puente puede contar con diferentes estructuraciones y por lo tanto con distintas resistencias laterales, tanto de un apoyo a otro como para ambos sentidos de análisis. Los puentes se clasificarán, de acuerdo a su resistencia lateral en:

- Marcos. Aquéllos en que exista continuidad entre trabes, cabezales y columnas, excepto con los estribos.
- Pilas y muros de concreto reforzado. Son aquellos elementos anchos cuyo comportamiento sísmico previsible es por cortante y no por flexión. Se considerará como pilas o muros a la subestructura de un puente que en el sentido de análisis tenga una relación entre su altura y su ancho menor que 3.
- Columnas aisladas. Todos aquéllos en los que una columna es el único elemento sismorresistente y que trabaja a flexocompresión en la dirección de análisis.
- Péndulo invertido. Serán todos aquellos puentes apoyados sobre una columna en los que se presente cabeceo de la superestructura.
- Estribos. Elementos que rematan las rampas de acceso en el caso de puentes en áreas planas o el apoyo en laderas en puentes en zonas montañosas o en las zonas cercanas a la orilla de los ríos.

DE ACUERDO CON SU GEOMETRÍA

Los puentes según su geometría deberán clasificarse en regulares e irregulares. En puentes con dos o más claros podrá hacerse una clasificación distinta para cada componente o módulo del puente. En este caso se debe garantizar que estas partes están totalmente aisladas y que tendrán un movimiento sísmico independiente de otros componentes del puente, y que las juntas constructivas han sido expresamente diseñadas para evitar el golpeteo. Con fines de clasificación por geometría, no se podrán considerar aislados dos soportes del puente sobre los que descansa la superestructura con apoyos deslizantes o de neopreno; esto es debido a que el movimiento que se presentará entre ambos soportes puede ser distinto, lo que ocasionaría la pérdida de apoyo de la superestructura, situación que se agrava notablemente en puentes irregulares. Un puente irregular será aquél en el que se cumpla al menos una de las siguientes características:



- ❑ Los puentes en línea recta con apoyos esviados que formen ángulos mayores que 25 grados con respecto al eje del camino, vea Figura 1.3.
- ❑ Puentes curvos que subtiendan un ángulo de un estribo a otro, o al final del puente, mayor que 25 grados, medido desde el eje principal del camino
- ❑ Existen cambios abruptos en rigidez lateral o en masa a lo largo de su longitud. Los cambios en estas propiedades que excedan 25 por ciento de apoyo a apoyo, excluyendo estribos, deberán ser considerados abruptos.

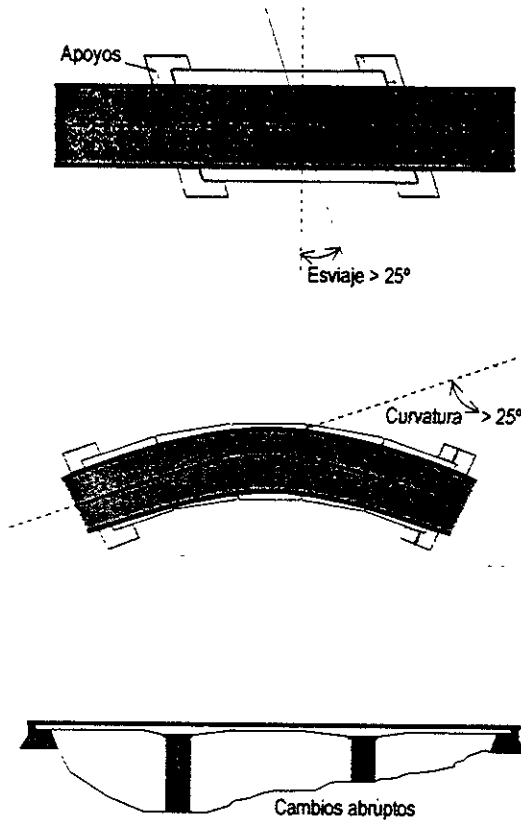


Figura 1.3 Puentes irregulares.



1.3 ESTRUCTURACIÓN DE Puentes

La estructura de un puente está compuesta fundamentalmente por dos partes: subestructura y superestructura.

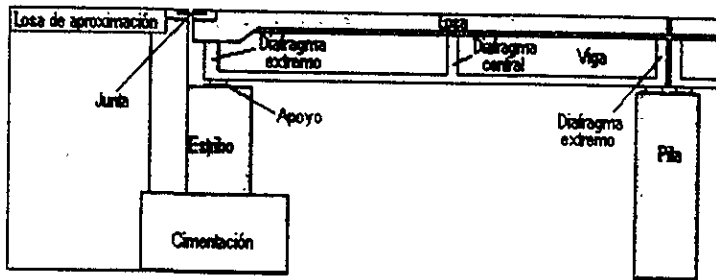


Figura 1.4 Elementos que forman la sub y superestructura de un puente.

SUPERESTRUCTURA

La superestructura comprende todos los componentes de un puente que se hallan por encima de los elementos de soporte. Los componentes que forman una superestructura son:

- **Superficie de rodamiento**, sobre la cual circulan los vehículos, pudiendo ser de concreto asfáltico o de concreto hidráulico.
- **Tablero**, cuya función principal es distribuir las cargas transversalmente en toda la longitud del puente. El tablero normalmente lo constituye una losa de concreto reforzado, o un sistema Losacero.
- **Vigas**. Las vigas o traveses son los miembros principales, estos elementos distribuyen longitudinalmente la carga y se diseñan generalmente para resistir el trabajo a flexión. Las vigas pueden ser de acero o concreto pretensado.
- **Diafragmas**, estos elementos proporcionan rigidez lateral a las traveses, garantizando un adecuado comportamiento. Los diafragmas son considerados miembros secundarios.

El diseño de estos elementos, objetivo de este trabajo, se presenta en el capítulo 6.



SUBESTRUCTURA

La subestructura está formada por todos los elementos que requiere la superestructura para sustentarse, como son apoyos, columnas, pilas, estribos y cabezales. Su función es la de transmitir eficientemente las cargas de la superestructura a la cimentación.

En muchos casos de construcción de puentes, especialmente en zonas urbanas, el ahorro en tiempo es un factor muy importante por la cantidad de horas-hombre que se pierden en la construcción de puentes ocasionada por los desvíos. Cada hora que se ahorre en tiempo total de construcción, representará una gran ventaja a los usuarios y a los constructores de la obra. De lo anterior se desprende que es de vital importancia el utilizar elementos prefabricados en la subestructura de los puentes.

■ Estribos

Los estribos de puentes sirven para transmitir la carga desde la subestructura hasta la cimentación y actúan como muros de contención para retener la tierra de relleno por detrás de ellos.

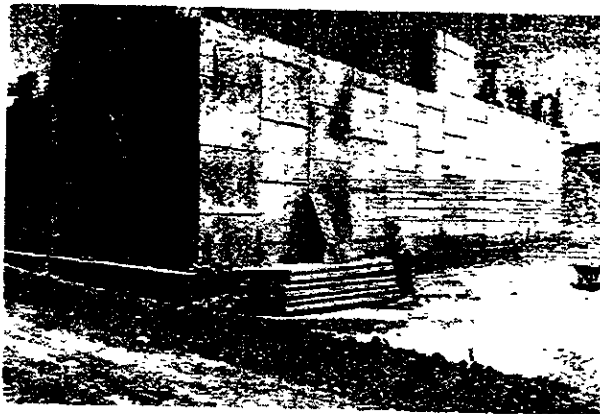


Figura 1.5 Detalle del estribo en un puente resuelto con elementos prefabricados.

La construcción de los estribos puede resolverse mediante la utilización de prefabricados de sección doble T colocados verticalmente y diseñados para resistir tanto el empuje horizontal de tierra, como las fuerzas sísmicas y las cargas verticales vivas y muertas que se puedan presentar desde su fabricación, transporte montaje y vida útil de los elementos (Figura 1.5).



En los terraplenes de acceso al puente o los cortes que se realizan en las inmediaciones del mismo se colocan aleros en los costados de los estribos. Hay varias alternativas a usar cuyo costo estará en función de la altura del muro de contención, del empuje de tierra y sobrecarga a que vaya estar sometido. Para muros hasta de 6m, se pueden usar elementos extruidos con espesores de 30 cm, el que puede reducirse conforme baje la altura y el empuje de tierra a que esté sometido. También es posible el empleo de secciones doble T.

■ Pilas

Cuando un puente tiene más de un claro, los apoyos intermedios se pueden construir con columnas huecas prefabricadas de concreto reforzado con o sin ménsulas para recibir a traves portantes sobre las que descansarán las traves longitudinales, Figura 1.6. Estas columnas se empotrarán en los candeleros de cimentación. Dependiendo de las características de la obra, las traves podrán formar un marco con las columnas para resistir tanto las cargas verticales totales como las fuerzas horizontales debidas a sismo y viento principalmente.



Figura 1.6 En la fotografía se muestran las columnas prefabricadas de un puente, las que se encuentran sosteniendo la trabe portante que recibe los elementos longitudinales.

■ Apoyos

Los apoyos de neopreno constituyen la interfase entre la superestructura y la subestructura de un puente, son un sistema mecánico que desempeña diferentes funciones, como:



Transferir las fuerzas de la superestructura a la subestructura, y disipar y aislar los desplazamientos de traslación y rotación debidos a expansión térmica, contracción por flujo plástico, deflexión en miembros estructurales, cargas dinámicas, vibraciones, entre otros, que se originan en una parte del puente con respecto a la otra.

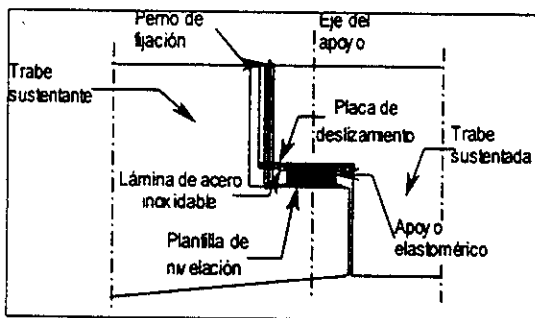


Figura 1.7 Apoyo elástico utilizado en un puente

Utilizados originalmente para el reacomodo de movimientos, han sido adoptados como una solución de aislamiento sísmico por su alta eficiencia para disipar los movimientos de traslación y rotación generados por el movimiento originado.

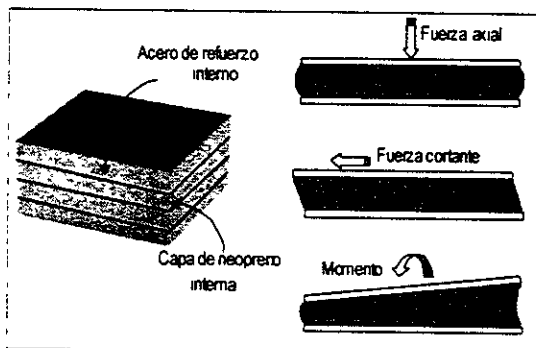


Figura 1.8 Deformaciones que se presentan en un apoyo por compresión, cortante y rotación.

Se fabrican con materiales sintéticos elastómeros con características de resistencia y flexibilidad especificadas que le permiten combinar rigidez y amortiguamiento en el mismo

elemento. Se emplean dos tipos: Apoyos sencillos, constituidos de una sola pieza únicamente por neopreno y, Apoyos laminados conformados por varias placas de neopreno y acero estructural (como refuerzo interno) que se intercalan y vulcanizan entre si.

■ Juntas

Las juntas se localizan en medio de dos tableros de puente, las juntas son particularmente importantes ya que ellas:

- Previén la filtración de agua y otras sustancias químicas que oxidan y corroen los elementos de la subestructura que están por debajo de la superficie de rodamiento
- Proveen de una transición suave entre la losa de aproximación y el tablero de puente
- Permiten el desplazamiento longitudinal de la estructura

Las juntas pueden tomar la forma de un material elastomérico o un ensamble de un mecanismo metálico integrado con un material elastomérico, Figura 1.9.

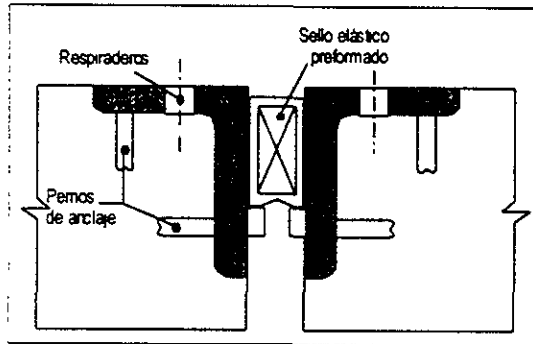


Figura 1.9 Junta de expansión típica

El diseño de los elementos que integran la subestructura escapa del objetivo de este trabajo, por lo que en lo posterior únicamente se presenta un enfoque al diseño de la superestructura, y muy especialmente a los miembros principales de ésta.



Capítulo 2

Puentes de Concreto Presforzado

2.1 CONCRETO PRESFORZADO

El Concreto Presforzado consiste en crear deliberadamente esfuerzos permanentes en un elemento estructural para mejorar su comportamiento de servicio y aumentar su resistencia. Los elementos que se utilizan van desde una vigueta para casa habitación hasta travesaños para puentes de grandes claros, con aplicaciones tan variadas como durmientes para vías de ferrocarril, tanques de almacenamiento y rehabilitación de estructuras dañadas por sismo, entre otras. En este trabajo se hace especial énfasis sobre estructuras de concreto presforzado que forman la superestructura de puentes.

2.1.1 ¿Por qué el concreto presforzado?

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

En la Figura 2.1 se muestran los diagramas de momentos debidos a carga vertical y al presfuerzo para una viga simplemente apoyada. La carga vertical es la misma para las tres vigas; 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 debido al presfuerzo similar a la curva provocada por la carga vertical; el presfuerzo así colocado contrarresta el efecto de las cargas en cada sección de la viga.

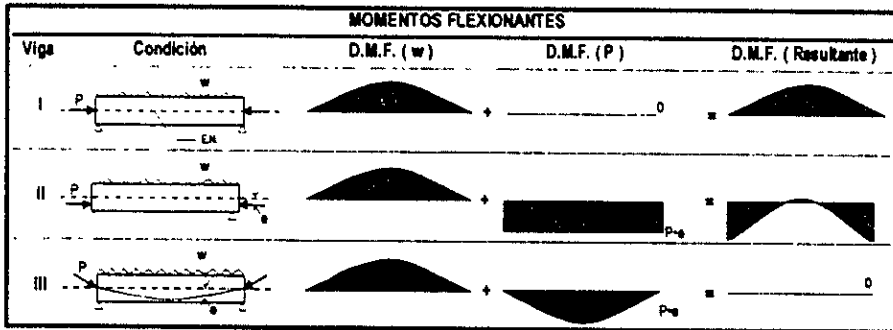


Figura 2.1 Momentos flexionantes a lo largo de vigas presforzadas simplemente apoyadas.

La Figura 2.2 muestra los diagramas de esfuerzos para las mismas vigas de la Figura 2.1 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 éste 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 debido al presfuerzo excéntrico. En los extremos, las vigas I y III 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.

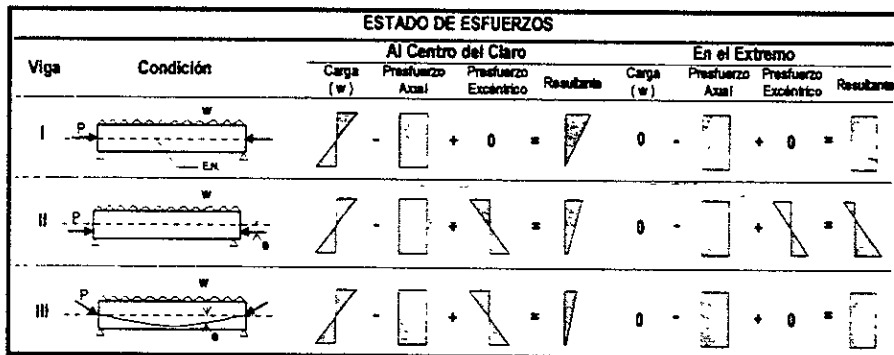


Figura 2.2 Estado de esfuerzos en el centro y extremo de una viga presforzada.

2.1.2 Ventajas y desventajas del uso de elementos presforzados

De acuerdo con lo anterior, la deformación y el agrietamiento de elementos presforzados disminuyen por la compresión y el momento producidos por los tendones, lo que se traduce en elementos más eficientes. Esto se aprecia esquemáticamente en la Figura 2.3 que



muestra la comparación del estado de deformación y agrietamiento de dos vigas, una de concreto reforzado y otra de concreto presforzado, sometidas ante la misma carga vertical. Algunas ventajas del concreto presforzado son las siguientes:

- Mejor comportamiento ante cargas de servicio por el control del agrietamiento y la deflexión
- Permite la utilización óptima de materiales de alta resistencia
- Se obtienen elementos más eficientes y esbeltos, con menos empleo de material; en vigas, por ejemplo, se utilizan peraltes del orden del claro, L , entre 20, a diferencia de $L/10$ en concreto reforzado
- La producción en serie en plantas permite mayor control de calidad y abatimiento de costos
- Mayor rapidez de construcción al realizarse al mismo tiempo varios frentes o construirse simultáneamente distintas partes de la estructura; esto en general conlleva importantes ventajas financieras

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

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

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

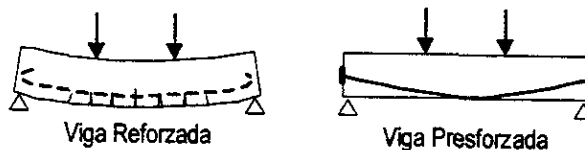


Figura 2.3 Deformación y agrietamiento en vigas de concreto reforzado y presforzado.



2.1.3 Pretensado y Postensado

Los conceptos anteriores son igualmente válidos para las dos formas en las que se puede presforzar un elemento estructural. Sin embargo es importante mencionar las principales diferencias entre estos dos sistemas.

| CARACTERÍSTICAS DEL CONCRETO PRESFORZADO | |
|---|--|
| Sistema | Característica |
| PRETENSADO <i>Tensado</i> ⇌ <i>Colado</i> | <ul style="list-style-type: none"> • Piezas Prefabricadas • El presfuerzo se aplica antes de las cargas • El anclaje se da por adherencia • El acero sigue trayectorias rectas • Las piezas son simplemente apoyadas |
| POSTENSADO <i>Colado</i> ⇌ <i>Tensado</i> | <ul style="list-style-type: none"> • Piezas prefabricadas y coladas en sitio • Se aplica el presfuerzo después del colado • El anclaje requiere de dispositivos mecánicos • La trayectoria de los cables puede ser recta o curva • La pieza permite continuidad en los apoyos |

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

PRETENSADO

El término pretensado se usa para describir el método de presfuerzo en el cual los tendones se tensan antes de colar el concreto. Se requiere de moldes o muertos (bloques de concreto enterrados en el suelo) que sean capaces de soportar el total de la fuerza de presfuerzo durante el colado y curado del concreto antes de cortar los tendones y que la fuerza sea transmitida al elemento. La mayoría de los elementos presforzados se fabrican en serie dentro de plantas con instalaciones adecuadas, donde se logra la reutilización de moldes y se pueden presforzar varios elementos a la vez. Los elementos más comunes son viguetas, trabes, losas y gradas, y las aplicaciones se hacen a edificios, naves, y puentes.

El curado de los elementos se realiza con vapor de agua cubriéndolos con lonas. La acción del presfuerzo en el concreto es interna ya que el anclaje se da por adherencia. Las



trayectorias del presfuerzo son siempre rectas y en moldes adaptados es posible hacer desvíos para no provocar esfuerzos excesivos en los extremos (Figuras 2.1 y 2.2). En aquellas secciones donde el presfuerzo resulte excesivo, como en los extremos de vigas simplemente apoyadas sin desvío de torones, se debe disminuir la fuerza presforzante y encamisar algunos de ellos. En la Figura 2.4 se muestran las posibles trayectorias de estos elementos así como un ejemplo de la producción en serie en mesas de gran tamaño, mayores de 100 m de longitud.

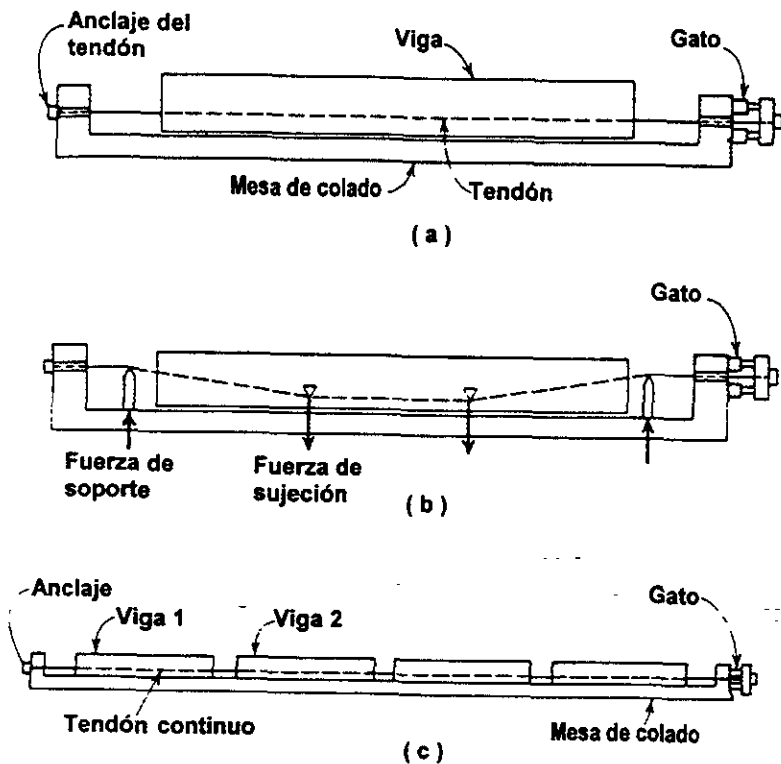


Figura 2.4 Trayectorias comunes en la fabricación de un elemento pretensado:

- a) Trayectoria horizontal
- b) Desvío de torones
- c) Producción en serie



POSTENSADO

El postensado es el método de presfuerzo que consiste en tensar los tendones y anclarlos en los extremos del elemento después de que el concreto ha fraguado.

Previo al colado del concreto, se dejan ductos perfectamente fijos con la trayectoria deseada, lo que permite variar la excentricidad dentro del elemento a lo largo del mismo para lograr las flechas y los esfuerzos deseados. Los ductos serán rellenos con mortero o lechada una vez que el acero de presfuerzo haya sido tensado y anclado (Figura 2.5). Las funciones primordiales del mortero son las de proteger al presfuerzo de la corrosión y evitar movimientos relativos entre los torones durante cargas dinámicas; sin embargo, este mortero contribuye a aumentar la resistencia máxima a la flexión.

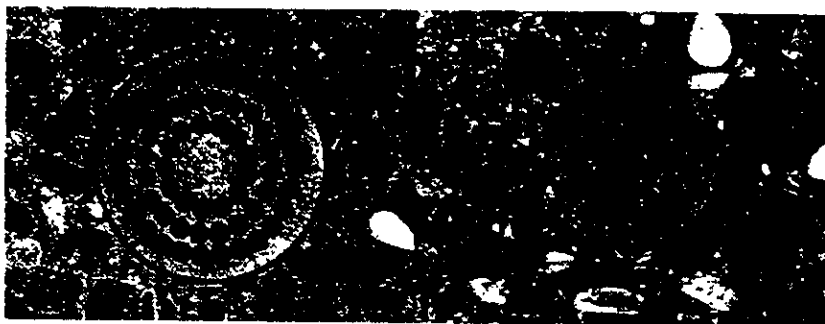


Figura 2.5 Corte transversal en el extremo y centro del claro de un elemento postensado, donde se puede observar la lechada de cemento en el ducto.

En el postensado la acción del presfuerzo es externa y los tendones se anclan al concreto con dispositivos mecánicos especiales o anclajes generalmente colocados en los extremos del tendón. Este método puede emplearse tanto para elementos fabricados en planta, a pie de obra o colados en sitio. Las aplicaciones más usuales son para vigas de grandes dimensiones, dovelas para puentes, losas con presfuerzo bidireccional, diafragmas de puentes, vigas hiperestáticas, cascarones y tanques de agua, entre otros. Las trayectorias del presfuerzo pueden ser curvas, lo que permite diseñar con mayor eficiencia elementos hiperestáticos y evitar esfuerzos indeseables en los extremos (Figura 2.6).

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

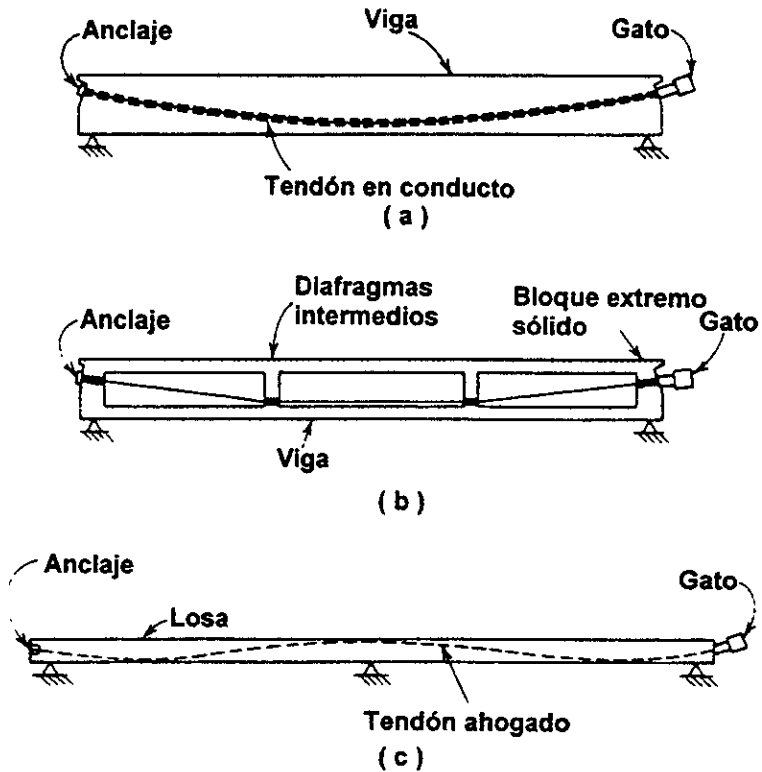


Figura 2.6 Trayectorias típicas de tendones en vigas postensadas

- a) Trayectoria curva
- b) Trayectoria recta
- c) Trayectoria continua



2.1.4 Presfuerzo Total o Parcial

Una distinción adicional entre los tipos de presfuerzo es a veces dependiendo del grado de presfuerzo al cual un elemento de concreto es sujeto. Cuando un miembro es diseñado de tal manera que bajo la carga de trabajo no hay esfuerzos de tensión en él, entonces se dice que el concreto está totalmente presforzado. Si algunos esfuerzos de tensión se producirán en el elemento bajo cargas de trabajo, entonces se llama presfuerzo parcial. Para presfuerzo parcial, barras adicionales de acero son frecuentemente adicionadas para reforzar la porción bajo tensión. En la práctica, es difícil clasificar a las estructuras como total o parcialmente presforzada debido a que dependerá de la magnitud de la carga de trabajo utilizada en el diseño. Por ejemplo, puentes carreteros que son diseñados como totalmente presforzados aunque realmente estén sujetos a esfuerzos de tensión durante el paso de vehículos pesados.

2.2 IMPORTANCIA DEL USO DEL CONCRETO PRESFORZADO

El concreto presforzado ha demostrado ser técnicamente ventajoso y económicamente competitivo tanto para puentes de claros medios donde se emplean elementos pretensados estándar producidos en serie, como para puentes de grandes claros como los empujados y los atirantados. En la actualidad, prácticamente todos los puentes se construyen con esta técnica y es una de las áreas más exitosas del concreto presforzado. La rapidez de construcción, la eficiencia de los elementos y el menor peralte obtenido con respecto a otras soluciones son algunas de las ventajas que justifican este éxito.

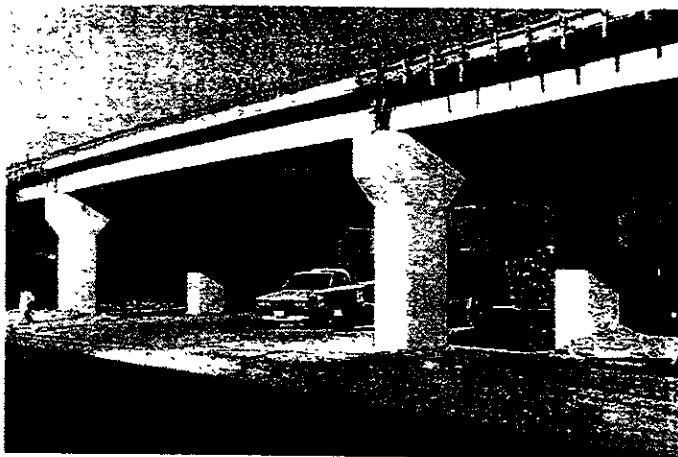


Figura 2.7 Puente Peñuelas, totalmente prefabricado.



2.3 SOLUCIONES TÍPICAS

Entre los sistemas que se utilizan para puentes de concreto presforzado tenemos:

- Losas extruidas o alveolares y losa colada en sitio
- Losas extruidas o aligeradas postensadas
- Vigas pretensadas y losa colada en sitio
- Vigas postensadas y losa, coladas en sitio
- Trabes sección cajón, de una sola pieza o en dovelas, pretensadas o postensadas.

Las losas extruidas o alveolares pueden ser utilizadas en claros cortos, menores que 8 m, aunque tienen la gran desventaja de que, al no tener acero de refuerzo, pueden presentar una falla frágil por cortante ante una carga extraordinaria que pase sobre el puente. Por ello, deben tenerse cuidados especiales al respecto.

Otra solución es la losa alveolar colada en sitio, la cual es postensada para lograr mayores claros. Esta opción es aceptable para proyectos donde la obra falsa no genere problema alguno.

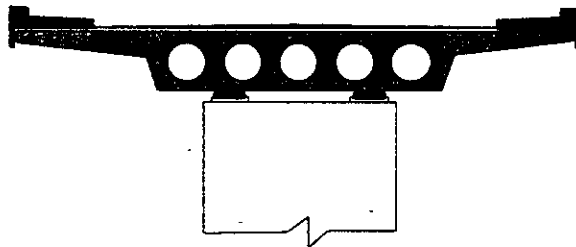


Figura 2.8 Puente tipo losa extruida o alveolar colada en sitio y postensada

Los sistemas más comunes son superestructuras formadas por vigas pretensadas, ya sean secciones T, I de AASHTO o cajón, con una losa colada en sitio. Para claros cortos, menores que 25 m, la sección T es muy efectiva, y para claros mayores se debe preferir I o cajón con aletas, siendo ésta última más eficiente debido a su gran rigidez torsional y flexionante, su gran ancho para albergar más torones en las fibras inferiores por lo que el momento debido al presfuerzo excéntrico es mayor y la posibilidad de evitar cimbra para colar la losa que además será de menor peralte (15 cm) que la losa para una viga I (18 cm).

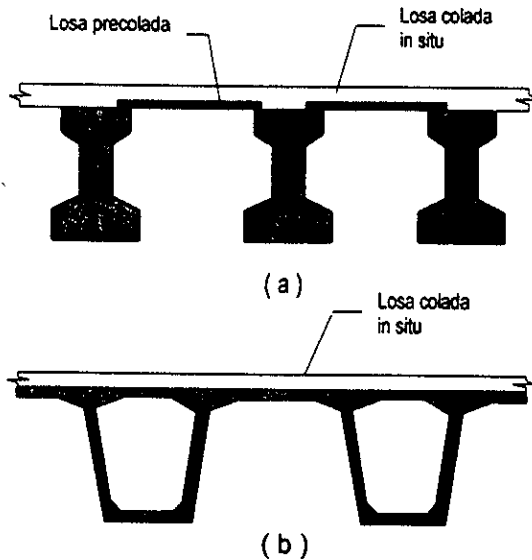


Figura 2.9 Solución estructural común: (a) utilizando una viga I estándar tipo AASHTO, (b) solución mediante el empleo de vigas cajón.

Secciones cajón, Figura 2.10, de grandes dimensiones ya sean de una sola pieza o en dovelas, son muy eficientes debido al bajo peso con respecto a su rigidez e inercia. Se han estandarizado unidades para la superestructura de puentes de claros medios; en estos elementos se incluyen traveses I, traveses T, losas extruidas y secciones cajón. Por lo general son simplemente apoyadas y diseñadas para actuar en sección compuesta con una losa colada in situ. En la sección I se pueden utilizar losas precoladas para evitar cimbra en el momento del colado de la losa.



Figura 2.10 Trabe sección cajón.



2.4 ALGUNOS EJEMPLOS DE PUENTES DE CONCRETO PRESFORZADO

En nuestra sociedad creciente es clara la necesidad de nuevas vías de comunicación que requieren de técnicas eficientes en su construcción por lo que el uso de los sistemas presforzados ha tenido gran demanda en los últimos años. En los siguiente párrafos se muestran algunos ejemplos de puentes construidos recientemente.

PUENTE PUNTA DIAMANTE

Actualmente, el turismo está siendo parte importante en la construcción y desarrollo económico de México: Con ésto en mente, el Gobierno del Estado de Guerrero asignó a Obras y Proyectos, S.A., la construcción del puente que dará acceso a una nueva zona turística; "Punta Diamante", obra monumental de ingeniería; proyecto ambicioso con grandes perspectivas de éxito por las bellezas naturales de esta región.

El tiempo fue factor importante para la construcción del puente, ya que es indispensable para la urbanización del complejo turístico, por lo tanto la utilización de elementos prefabricados en la superestructura fue imprescindible para la rapidez en su ejecución, no obstante que las condiciones geológicas fueron adversas. Se contrató entonces a Servicios y Elementos Presforzados S.A., para ejecutar un programa que incluía diseño, transporte y montaje de la superestructura en cuatro meses.

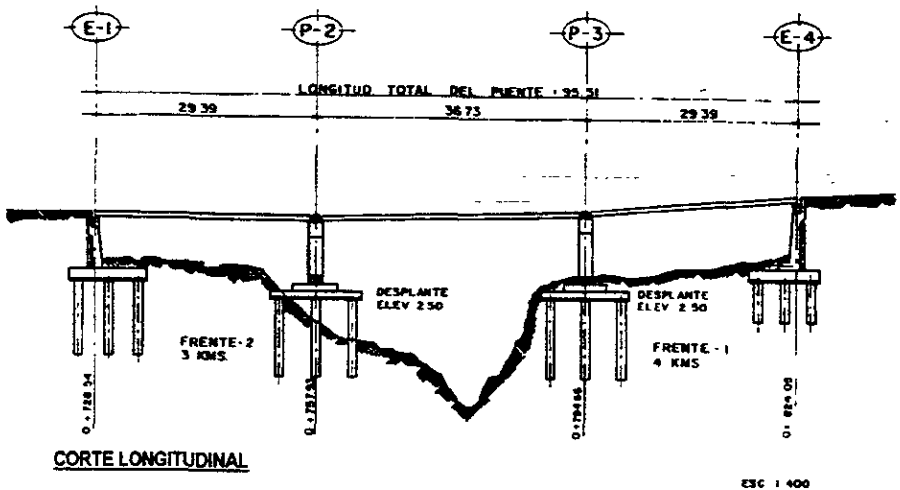


Figura 2.11 Perfil longitudinal del puente Punta Diamante.



El puente está localizado a pocos kilómetros de la desembocadura de un río, el cual lleva un gasto hidráulico abundante durante todo el año; el terreno es sumamente fangoso y con mucha vegetación; se necesitaba salvar una distancia total de 95.51 m, con un claro central de 36.73 m y dos extremos de 29.39 m como puede apreciarse en la Figura 2.11.

Se analizaron varias posibilidades para dar solución a la estructura siguiendo las más altas especificaciones de diseño: Cargas T3-S2-R4 con 4 carriles de circulación. El problema era encontrar una sección bastante robusta para resistir las cargas, pero suficientemente ligera para gozar de las bondades económicas de la prefabricación en planta, evitando así los altos costos de un sistema postensado. SEPSA propuso entonces una sección cajón prefabricada y pretensada, ligera y eficiente que, además de ser económica y rápida de fabricar, posee grandes ventajas, tal como su grande momento de inercia en ambos sentidos que proporcionan resistencia al pandeo y capacidad de soportar altas cargas por presfuerzo inicial; la rigidez a la torsión y a la flexión biaxial; un ancho inferior grande que le da estabilidad a la trabe y mayor brazo de palanca al presfuerzo, haciéndolo así más eficiente.

En el claro central se dispusieron 13 traveses cajón de 1.90 m. de peralte, 1.14 m de ancho superior y 0.81 m de ancho inferior, con una distancia entre ejes de traveses de 1.61 m. En los claros extremos se colocaron 10 traveses con la misma sección, pero con una distancia entre ejes de traveses de 2.21 m, ver Figura 2.12.

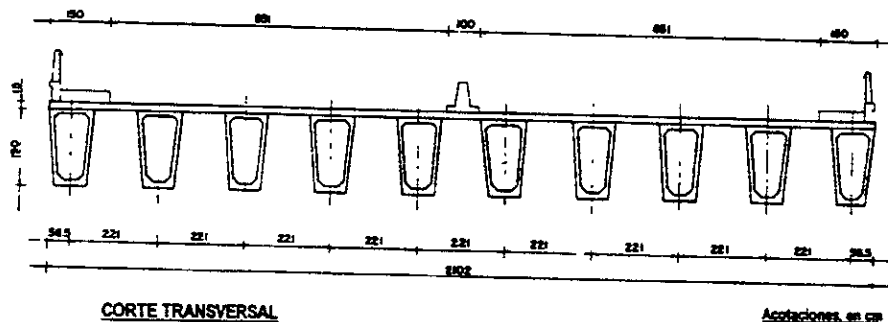


Figura 2.12 Sección transversal del puente Punta Diamante.

PUENTES SOBRE LA CALZADA DE TLALPAN

En la calzada Tlalpan a la altura de Emiliano Zapata y Municipio Libre se construyeron dos impresionantes puentes prefabricados de concreto presforzado. Entre los aspectos que hacen sobresaliente a esta obra, se encuentran las dimensiones y el tamaño de los elementos

prefabricados empleados en su construcción, el gran espacio libre de columnas, la rapidez de ejecución de la obra, la nula interferencia al tránsito sobre la calzada Tlalpan, el novedoso diseño estructural y el espectacular proceso constructivo empleado. El sistema constructivo empleado se menciona a continuación:

La superestructura consiste en tres traveses continuos integrados por elementos prefabricados de concreto presforzado de sección cajón, con patines en la parte superior. Los elementos mayores tienen 2 m de peralte, 3.8 m de ancho y 37 m de longitud, con un peso aproximado de 140 toneladas. La subestructura, consistió en columnas coladas en el lugar y la cimentación resuelta mediante cajones huecos y pilotes de fricción.

PUENTE PEÑUELAS QUERÉTARO

Otro de los puentes más populares construidos en nuestro país es el puente Peñuelas, este se encuentra localizado en la Ciudad de Querétaro. Cabe mencionar que este puente fue premiado con el "Desing Award for Excellence in Architectural and Engineering Design" que otorga PCI (Precast/Prestressed Concrete Institute). Reconocimiento que obtuvo en la modalidad del mejor puente en claros de 65 a 135 pies. Un aspecto importante es que el puente en su totalidad fue prefabricado y no se utilizó soldadura en los nudos. El puente está integrado básicamente por traveses cajón, columnas huecas, traveses portantes, candeleros de cimentación y estribos utilizando secciones doble te. Ver figuras 2.7 y 2.13.

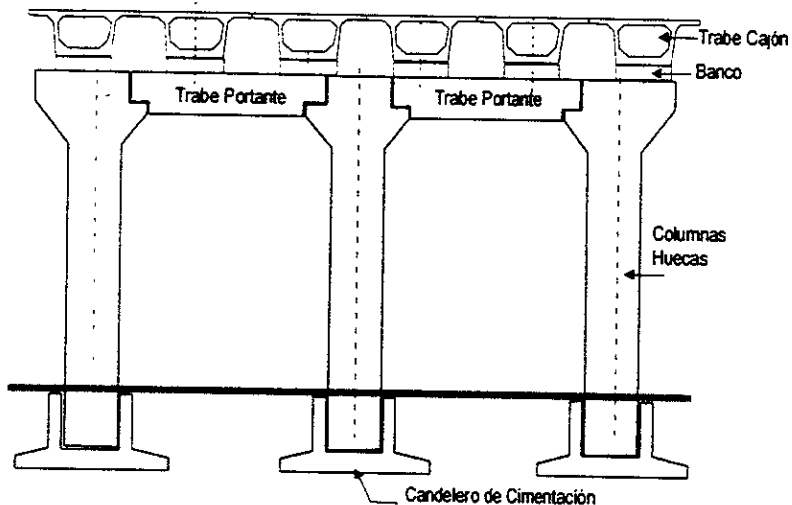


Figura 2.13 Corte transversal del puente Peñuelas.



La tecnología empleada en el diseño y en la construcción de estos puentes mencionados, y otros muchos más, está, sin lugar a duda, a la altura de la empleada en los países más desarrollados y es conveniente mencionar que tanto el diseño como la construcción de estos puentes, fue realizada por mexicanos, lo anterior nos demuestra que la ingeniería civil en México es de un alto nivel.



Capítulo 3

Solicitaciones

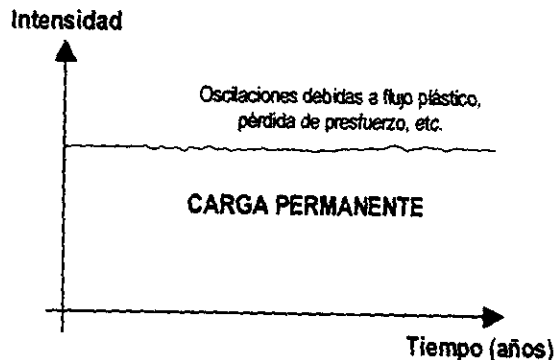
Un puente es un sistema estructural donde el diseño de cada uno de sus elementos estructurales está basado en un conjunto de acciones que cada elemento deberá resistir. Las solicitaciones o acciones que actúan sobre una estructura varían con cierta intensidad a través del tiempo, por lo cual las acciones pueden considerarse clasificadas como:

- Acciones Permanentes
- Acciones Variables
- Acciones Accidentales

Estas acciones serán tratadas en los siguientes subcapítulos.

3.1 ACCIONES PERMANENTES

Las acciones permanentes son las que obran en forma continua sobre la estructura y su intensidad varía poco con el tiempo. Las principales acciones que pertenecen a esta categoría son: la carga muerta, el empuje estático de tierras y de líquidos y las deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura que varía poco con el tiempo, como los debidos al presfuerzo o a movimientos diferenciales permanentes en los apoyos.





3.1.1 Carga Muerta

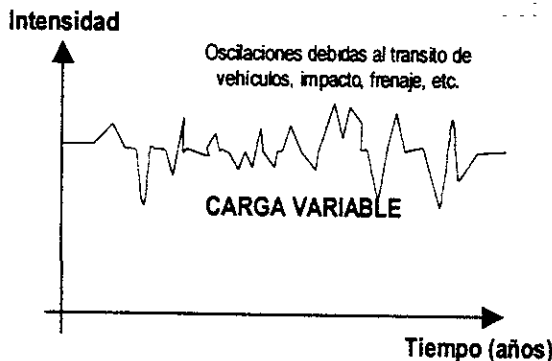
Son las cargas permanentes que actúan sobre la estructura. Como carga muerta se debe incluir fundamentalmente el peso propio de las traveses, la losa y la carpeta asfáltica de mínimo 10 cm. En la mayor parte de los puentes se procurará fabricar todas las vigas iguales, por lo que en puentes de más de dos carriles es común despreciar el peso de los diafragmas, la guarnición, la banqueteta, el camellón y el parapeto, ya que por donde éstos existen no pasará carga viva y el diseño más crítico será para la viga que recibe toda la carga viva y las tres cargas muertas mencionadas al principio del párrafo.

3.1.2 Empuje de Tierras

La presión debida al empuje de tierra o agua es también considerada como carga permanente. Mientras estas cargas actúan afectando principalmente a los elementos de la subestructura, éstas tienen un impacto potencial sobre los elementos de la superestructura, especialmente en los puntos donde se unen estos dos componentes (ejemplo en los apoyos sobre los estribos). Por ello mientras estemos tratando el diseño de un puente carretero en términos de estos componentes individuales, no debemos perder de vista a la estructura como un sistema estructural integral, considerando requerimientos necesarios para ello.

3.2 ACCIONES VARIABLES

Las acciones variables son las que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo. A esta categoría pertenecen: la carga viva, las deformaciones impuestas y las deformaciones diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo, los efectos de temperatura, y los efectos dinámicos que pueden presentarse debido a vibraciones, impacto y frenaje.





3.2.1 Carga Viva en Puentes Carreteros

El termino de carga viva significa una carga que se mueve a lo largo de un puente. En el caso de puentes se presentan dos tipos: una debida al paso de peatones y/o animales que se denomina peatonal y otra debida al paso de vehiculos.

CARGA VIVA PEATONAL

La carga viva peatonal en algunos casos se habrá considerar, la consideración de ésta corresponde al diseñador tomando en cuenta el tipo de puente. Esta carga podrá calcularse mediante la siguiente expresión

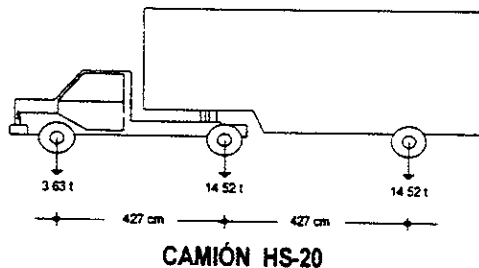
Claros menores a 7.62 m _____ 415 Kg/m²
Claros de 7.62 m hasta 30.5 m _____ 293 Kg/m²
Claros mayores a 30.5 m utilice la expresión:

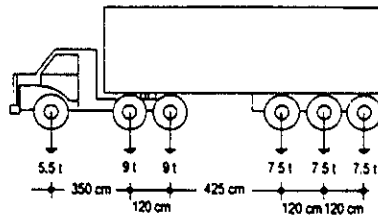
$$CV = \left(1435 + \frac{43800}{L} \right) \left(\frac{16.7 - W}{149.1} \right)$$

donde P = Carga Viva Peatonal, Kg/m² (no será mayor a 293 Kg/m²)
 L = Longitud de la Banqueta, m
 W = Ancho de la Banqueta, m

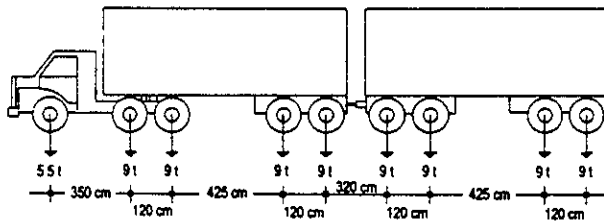
CARGAS VIVAS MÓVILES

Para el caso de carreteras la SCT en la Ley General de Vias de Comunicación considera tres sistemas de cargas para considerarse en el proyecto estructural de puentes, la carga viva máxima que rija T3-S2-R4 o T3-S3 para un carril, y la carga HS-20 en los demás carriles cuyas cargas y distancias entre ejes se muestran en la figura siguiente:





CAMIÓN T3-S3



CAMIÓN T3-S2-R4

Además de conocer las cargas de diseño y las características de cada camión, es importante conocer las dimensiones de lo que se llama carril de diseño, ya que de él dependerá el número de camiones para diseño, estas dimensiones se muestran en la Figura 3.1.

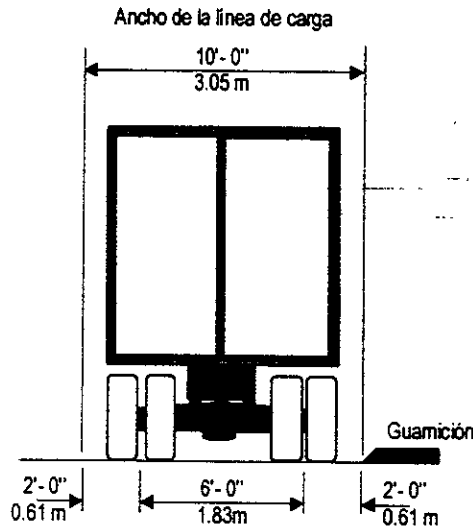


Figura 3.1 Ancho del carril de carga



Muchos de los puentes construidos en México han sido diseñados con las cargas correspondientes al vehículo H-15, con un peso bruto vehicular de 13.7 ton. Este peso ha sido superado por las cargas de los vehículos promedio que actualmente circulan por nuestros puentes, agravándose la situación por el hecho de que muchos vehículos circulan excesivamente sobrecargados. Aunque la SCT ha considerado como camiones de diseño el HS-20, el T3-S3 y el T3-S2-R4, con sus cargas autorizadas mostradas anteriormente, un estudio reciente muestra la necesidad de hacer propuestas de modelos de cargas vivas realistas en el diseño de los puentes mexicanos. De este estudio se desprenden las gráficas estadísticas que se muestran en las Figuras 3.2 y 3.3

En la figura 3.2 se observa el caso de los vehículos T3-S3, uno de los camiones de diseño en México. Para este caso, se encontró que un 46.75% de los vehículos van excedidos, con un valor promedio por encima del autorizado de 48 500 kg y un peso máximo observado de 102 160 kg.

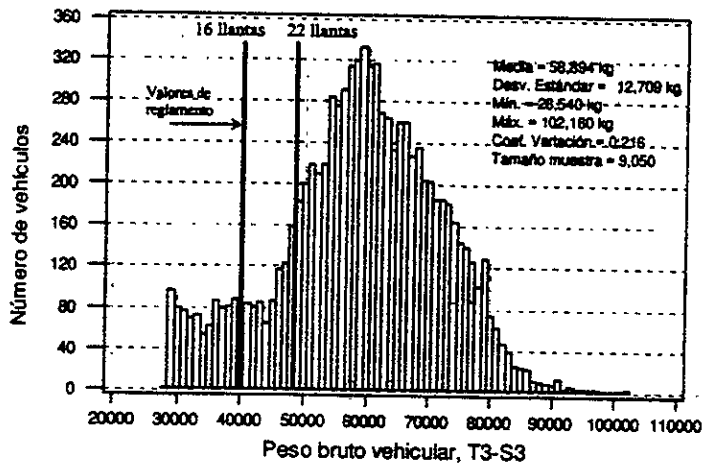


Figura 3.2 Peso bruto vehicular de vehículos cargados T3-S3, en kg

Por último, en los vehículos T3-S2-R4, Figura 3.3, se encontraron también dos poblaciones de pesos, aunque no también definidas como los otros casos, una se agrupa por 36 000 kg y la otra por 76 000 kg. Con relación al porcentaje de excedidos, se encontró un 43.44 % con respecto al peso autorizado.

Estas gráficas afectan sobre las cargas reales que circulan por los puentes y que es necesario considerarlos en los reglamentos y prácticas de diseño.

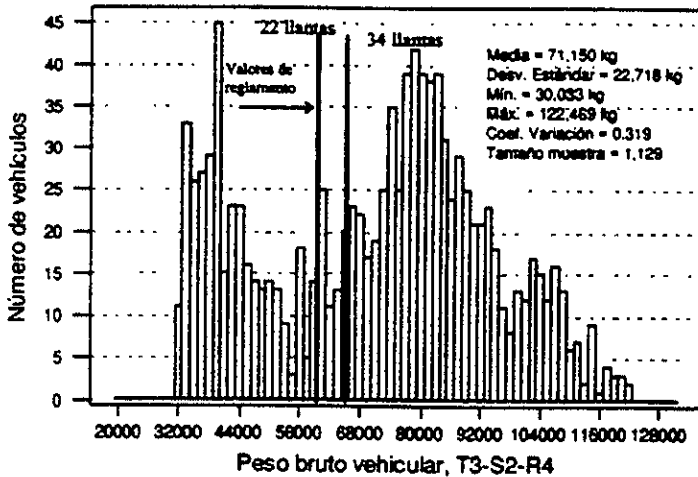


Figura 3.3 Peso bruto vehicular de vehículos cargados T3-S2-R4, en kg

3.2.2 Impacto

Los esfuerzos de carga viva generados por carga de camiones (o por cargas equivalentes por carril) se incrementarán para tener en cuenta la vibración y la aplicación súbita de cargas. Este incremento según las normas AASHTO se calcula mediante la fórmula:

$$I = \frac{15.24}{L + 38}$$

donde: I = Coeficiente de Impacto (no excederá del 30%).
 L = Longitud del claro, m

3.2.3 Fuerza Longitudinal

Las fuerzas longitudinales son el resultado del frenado o aceleración de los vehículos mientras están sobre el puente. Como en el frenado de camiones, por ejemplo, la carga de los vehículos es transferida por las ruedas del camión al tablero del puente. Deberá considerarse del orden del 5% de la carga viva en todos los carriles con tránsito en un solo sentido. Esta fuerza será aplicada a 1.8 m por encima de la superficie del tablero, el efecto de la fuerza longitudinal sobre la superestructura no se considera, sin embargo, son significativamente más afectados los elementos rígidos de la subestructura.



3.2.4 Fuerza Centrifuga

La fuerza centrifuga o radial que se presenta en puentes con trayectorias curvas puede ser estimada como un porcentaje de la carga viva, al igual que la fuerza longitudinal, se deberá aplicar a 1.8 m sobre la superficie del tablero y está definida como:

$$C = 0.000\ 686 \cdot S^2 \cdot D = 0.7861 \cdot \frac{S^2}{R}$$

- donde:
- C = Fuerza Centrifuga, Porcentaje de Carga Viva sin Impacto
 - S = Velocidad de Proyecto, km/h
 - D = Grado de Curvatura, Angulo Subtendido por un Arco de 20 m
 - R = Radio de la Curva, m

3.2.5 Cargas Durante la Construcción

En el diseño de los elementos estructurales se deberán considerar cargas que actúen de manera temporal durante la etapa de construcción. Estas cargas son muy importantes en el diseño de los elementos a los que hace énfasis este trabajo, que son las estructuras reforzadas, donde será de suma importancia considerar las cargas que se presenten durante la fabricación, transporte y montaje de los elementos.

3.2.6 Efectos de Temperatura

Los efectos de temperatura sobre una estructura pueden ser importantes y pueden no ser estimados por el diseñador. En general, estas fuerzas pueden ser causadas por fluctuaciones en la temperatura, calor a frío o frío a calor. Es claro que todos los materiales se deforman con los cambios de temperatura. Se dilatan cuando la temperatura se eleva y se contraen cuando ésta se reduce. La magnitud de las deformaciones por cambios de temperatura es proporcional dentro de un amplio rango de variación de temperatura y el factor de proporcionalidad se denomina coeficiente de dilatación térmica. El coeficiente de dilatación térmica en el concreto y el acero son del orden de 10×10^{-6} , ambos semejantes, lo cual favorece el comportamiento en conjunto de los dos materiales.

Los efectos por temperatura no inducen solicitaciones en la estructura si ésta puede deformarse libremente, de ahí la importancia de los apoyos en los puentes. Los efectos de temperatura se reducen por medio de juntas, o bien, las estructuras son diseñadas para resistir estas solicitaciones.



3.2.7 Presfuerzo

Resulta evidente que además de las acciones antes mencionadas, se presentará otra sollicitación correspondiente a la carga de presfuerzo, la cual a sido impuesta deliberadamente sobre la estructura con el fin de mejorar su comportamiento ante las demás cargas

La magnitud de la fuerza presforzante sobre un elemento de concreto presforzado no es constante, sino que toma diferentes valores durante la vida del miembro. Algunos cambios de la fuerza pretensora ocurren inmediatamente, otros dependiendo del tiempo y otros más en función de la carga superpuesta. Estos cambios deben considerarse en el diseño de los elementos presforzados, pues de ello depende su comportamiento adecuado.

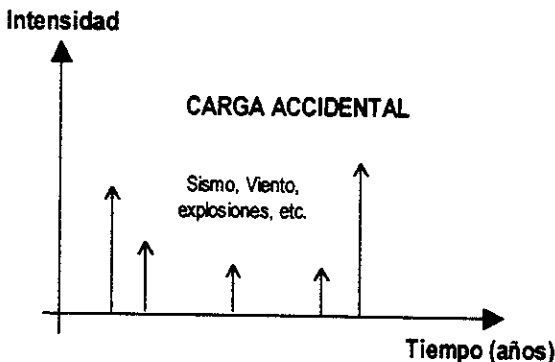
Las pérdidas que se dan en la carga de presfuerzo serán tratadas en el capítulo 6 de esta Tesis, en donde se establecen las expresiones que permiten el cálculo de cada una de ellas.

3.2.8 Fuerzas Debidas a Deformaciones

El acortamiento y flujo plástico del concreto se tratan en el capítulo 7 de esta tesis.

3.3 ACCIONES ACCIDENTALES

Las acciones accidentales son acciones eventuales que no se deben al funcionamiento normal de la estructura y que pueden alcanzar intensidades significativas sólo durante lapsos breves. Pertenecen a esta categoría: las acciones sísmicas, los efectos del viento, y otras acciones que pueden presentarse en casos extraordinarios.





3.3.1 Sismo

Las fuerzas sísmicas que actúan en un puente, serán consideradas en el diseño de los elementos de la subestructura, los cuales escapan dentro del objetivo de este trabajo, por lo que sólo se hace una síntesis sobre este tipo de acciones.

En la ciudad de México es común realizar el análisis y diseño de puentes urbanos utilizando el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias, elaborados para asegurar el correcto funcionamiento de estructuras tipo edificio, cuyo espectro de diseño se encuentra reducido por redundancias, comportamiento inelástico y sobrerresistencia típicas de estos sistemas. Para el caso de puentes, estas propiedades pueden diferir significativamente, por lo que extrapolar lo observado en edificaciones puede afectar la seguridad de los puentes ante sismos. Este es el caso, de puentes en forma de péndulos invertidos como el mostrado en la Figura 3.4.

Es común en reglamentos y manuales internacionales de diseño de puentes carreteros no considerar el efecto de la carga viva en el análisis sísmico, debido a su poca probabilidad de presencia durante el evento, lo que no es tan factible esperar para el caso de puentes urbanos.

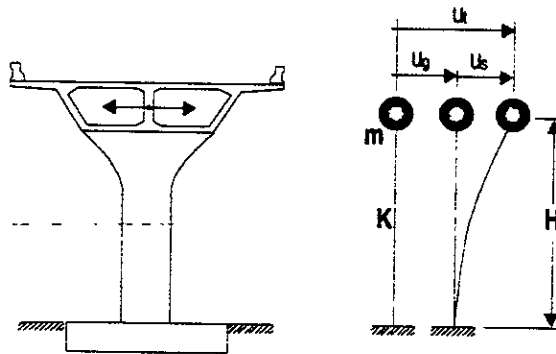


Figura 3.4 Modelo de respuesta dinámica en la dirección transversal de un puente.

ELECCIÓN DEL TIPO DE ANÁLISIS

Para llevar a cabo el análisis sísmico de puentes se podrán emplear principalmente dos métodos: estático y dinámico, dependiendo del tipo, importancia, tipo de terreno donde se ubica y comportamiento sísmico del puente.



Análisis estático

El método estático será aplicable, como se describe en el Capítulo 8 de las NTC-Sismo-95, al análisis transversal de puentes que sus claros sean menores que 50 m, su altura sea menor que 6 m, el ancho de calzada no supere 10 m o tres carriles y que no formen péndulos invertidos.

Análisis dinámico

Cuando no se cumplan los requisitos para aplicar el método estático o cuando se desee realizar un análisis más refinado.

Efectos bidireccionales

Cualquiera que sea el método de análisis que se emplee, los puentes se revisarán bajo la acción sísmica de dos componentes horizontales ortogonales del movimiento del terreno, cada componente con el 100 por ciento de los efectos en la dirección del análisis más el 40 por ciento en la otra dirección.

3.3.2 Viento

Los vientos son movimiento de masas de aire. En las diferentes regiones, existen distintas probabilidades de que se presente la acción de vientos, esto dependerá de la ubicación geográfica y de las condiciones topográficas locales. El modelo más usual para el análisis de estructuras por viento, distingue un comportamiento estático, es decir, aquella parte del viento, que puede considerarse que actúa con una velocidad constante durante varios minutos, más una oscilación de carácter aleatorio con periodos de algunos segundos y que se denomina efecto de ráfaga.

El movimiento de las masas de aire se ve obstaculizado por la superficie del terreno, y que hace que la velocidad sea nula a nivel del terreno y aumente en la medida que aumenta la altura, hasta alcanzar la velocidad del flujo no perturbado, llamada velocidad gradiente, depende de la rugosidad del terreno.

En puentes de poca altura se hace despreciable el efecto del viento sobre ellas, no así en los puentes altos, donde se requiere de estudios especiales, tales como modelos a escala sometidos a corrientes en los túneles de viento. Al igual que para sismo, el análisis por viento puede ser estático o dinámico según sea la forma estructural del puente y su importancia.



3.4 COMBINACIONES DE CARGA

Los grupos siguientes representan cargas y fuerzas a las que podrá estar sometida una estructura. Cada parte de la estructura o cimentación sobre la cual se apoye, se proporcionará para resistir con seguridad todos los grupos de combinaciones de estas fuerzas que puedan aplicarse al tipo y sitio en particular. Según las especificaciones AASHTO la ecuación general para la combinación de cargas para el Diseño por Carga de Servicio y Diseño por Factores de Carga esta dada por:

$$Grupo_N = \gamma \left[\begin{array}{l} \beta_D \cdot D + \beta_L \cdot (L + I) + \beta_C \cdot CF + \beta_E \cdot E + \beta_B \cdot B \\ + \beta_S \cdot SF + \beta_W \cdot W + \beta_{WL} \cdot WL + \beta_L \cdot FL \\ + \beta_R \cdot (R + S + T) + \beta_{EQ} \cdot EQ + \beta_{ICE} \cdot ICE \end{array} \right]$$

donde:

| | | |
|----------|---|--|
| N | = | Numero de grupo |
| γ | = | Factor de carga |
| β | = | Coefficiente |
| D | = | Carga Muerta |
| L | = | Carga Viva |
| I | = | Impacto |
| E | = | Empuje de Tierras |
| B | = | Subpresión |
| W | = | Viento sobre la Estructura |
| WL | = | Presión del Viento sobre la Carga Viva, (148.8 kg/m) |
| LF | = | Fuerza Longitudinal por Carga Viva |
| CF | = | Fuerza Centrifuga |
| R | = | Acortamiento |
| S | = | Contracción |
| T | = | Temperatura |
| EQ | = | Sismo |
| SF | = | Presión de la Corriente |
| ICE | = | Hielo |

El Diseño de estructuras de grande claros por el método del factor de carga, los valores γ y β especificados para este factor representan condiciones generales y podría ser incrementado si a juicio del ingeniero, las cargas previstas, las condiciones de servicio, o los materiales de construcción son diferentes a aquellos considerados por las especificaciones.



Tabla 3.1 Tabla de Coeficientes γ y β .

| GRUPO | γ | FACTOR β | | | | | | | | | | | | | |
|--|----------|----------------|--------------------|--------------------|----|-----------|---|----|-----|----|----|-------|----|-----|-----------|
| | | D | (L+I) _n | (L+I) _p | CF | E | B | SF | W | WL | LF | R+S+T | EQ | ICE | % |
| Diseño por Esfuerzos de Trabajo | | | | | | | | | | | | | | | |
| I | 1.0 | 1 | 1 | 0 | 1 | β_E | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 100 |
| IA | 1.0 | 1 | 2 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 150 |
| IB | 1.0 | 1 | 0 | 1 | 1 | β_E | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | ** |
| II | 1.0 | 1 | 0 | 0 | 0 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 125 |
| III | 1.0 | 1 | 1 | 0 | 1 | β_E | 1 | 1 | 0.3 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 125 |
| IV | 1.0 | 1 | 1 | 0 | 1 | β_E | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 1 | 0 | 0 | 125 |
| V | 1.0 | 1 | 0 | 0 | 0 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 1 | 0 | 0 | 140 |
| VI | 1.0 | 1 | 1 | 0 | 1 | β_E | 1 | 1 | 0.3 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 140 |
| VII | 1.0 | 1 | 0 | 0 | 0 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | 0 | 133 |
| VIII | 1.0 | 1 | 1 | 0 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | 140 |
| IX | 1.0 | 1 | 0 | 0 | 0 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | 150 |
| X | 1.0 | 1 | 1 | 0 | 0 | β_E | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 100 |
| Diseño por Cargas Factorizadas | | | | | | | | | | | | | | | |
| I | 1.3 | β_D | 1.67* | 0 | 1 | β_E | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | No aplica |
| IA | 1.3 | β_D | 2.2 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| IB | 1.3 | β_D | 0 | 1 | 1 | β_E | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| II | 1.3 | β_D | 0 | 0 | 0 | β_E | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| III | 1.3 | β_D | 1 | 0 | 1 | β_E | 1 | 1 | 0.3 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | |
| IV | 1.3 | β_D | 1 | 0 | 1 | β_E | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 1 | 0 | 0 | |
| V | 1.25 | β_D | 0 | 0 | 0 | β_E | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 1 | 0 | 0 | |
| VI | 1.25 | β_D | 1 | 0 | 1 | β_E | 1 | 1 | 0.3 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | |
| VII | 1.3 | β_D | 0 | 0 | 0 | β_E | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | 0 | |
| VIII | 1.3 | β_D | 1 | 0 | 1 | β_E | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | |
| IX | 1.2 | β_D | 0 | 0 | 0 | β_E | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | |
| X | 1.3 | 1 | 1.67 | 0 | 0 | β_E | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | |

* 1.25 en partes voladas.

** Porcentaje correspondiente al resultado de dividir el esfuerzo de operación entre el esfuerzo real del material.

El Grupo X corresponde al caso de alcantarillas, por lo que los coeficientes β_E serán aplicados a las cargas horizontales y verticales. El %, es el porcentaje de esfuerzos.

(L+I)_n Carga Viva más Impacto, correspondiente a la carga de los camiones de diseño

(L+I)_p Carga Viva más Impacto, correspondiente a una sobrecarga en mantenimiento

■ Para Diseño por Esfuerzo Permisibles

Puede permitirse no incrementar los esfuerzos permisibles en los elementos o conexiones que estén sujetos a cargas debidas solamente a la acción del viento.



- $\beta_E = 1.00$ para cargas verticales y laterales sobre toda estructura.
- $\beta_E = 1.0$ y 0.5 para cargas laterales sobre marcos rígidos

■ Para Diseño por Cargas Factorizadas

- $\beta_E = 1.3$ para cargas laterales por empuje de tierras sobre muros de retención y marcos rígidos.
- $\beta_E = 0.5$ para cargas laterales por empuje de tierras cuando se revisa el momento positivo en marcos rígidos
- $\beta_E = 1.0$ para cargas verticales por empuje de tierras.
- $\beta_E = 1.0$ para alcantarillas rígidas
- $\beta_E = 1.0$ para alcantarillas flexibles
- $\beta_D = 0.75$ en el diseño de columnas, con carga axial mínima y momento máximo en excentricidad extrema.
- $\beta_D = 1.0$ en el diseño de columnas, carga axial máxima y momento mínimo.
- $\beta_D = 1.0$ en el diseño de miembros a flexión y tensión.

FALTA PAGINA

No. 40

Capítulo 4

Estados Límite de Servicio

Es importante considerar en el diseño de puentes los estados límite de servicio, los cuales no deberán excederse, garantizando un comportamiento aceptable bajo acciones que corresponden a condiciones normales de operación. Se considerará como condiciones de estado límite de servicio la ocurrencia de deflexiones, desplazamientos y agrietamiento o daños que afecten el comportamiento correcto del puente, pero no afecten su capacidad para soportar cargas.

4.1 DEFLEXIONES

4.1.1 Deflexiones Permisibles

La deflexión máxima en traveses de puentes no excederá de la longitud del claro entre 240 más 0.5 cm; además para elemento en voladizo este límite se duplicará, esto se ilustra en la Figura 4.1. Las especificaciones AASHTO prescriben que, para claros simples o continuos, la deflexión debida a la carga viva más impacto, no deberá sobrepasar la longitud del claro entre 800; excepto para puentes en zonas urbanas usados en parte por peatones, en los cuales no debe ser mayor de la longitud del claro entre 1000 preferencialmente.

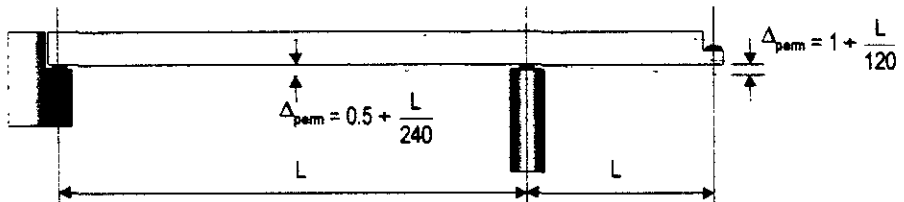


Figura 4.1 Deflexiones máximas permisibles en puentes



4.1.2 Deflexión en Elementos Presforzados

La predicción de la deflexión en miembros presforzados es complicada por la reducción gradual de la fuerza presforzante debido a las pérdidas. En un miembro típico, la aplicación de la fuerza presforzante 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_e 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 figuras mostradas. 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

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

y puede calcularse según las expresiones mostradas en la Figura 4.2. Al considerar los efectos de larga duración debidas a la fuerza presforzante, P_e , 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_o , considerando que el flujo plástico ocurre bajo una fuerza pretensora constante, e igual al promedio de sus valores inicial y final es

$$\Delta = -\Delta_{pe} - \frac{\Delta_{pi} + \Delta_{pe}}{2} C_u$$
$$\Delta_{pe} = \Delta_{pi} \frac{P_o}{P_i}$$

donde C_u es el coeficiente de flujo plástico.

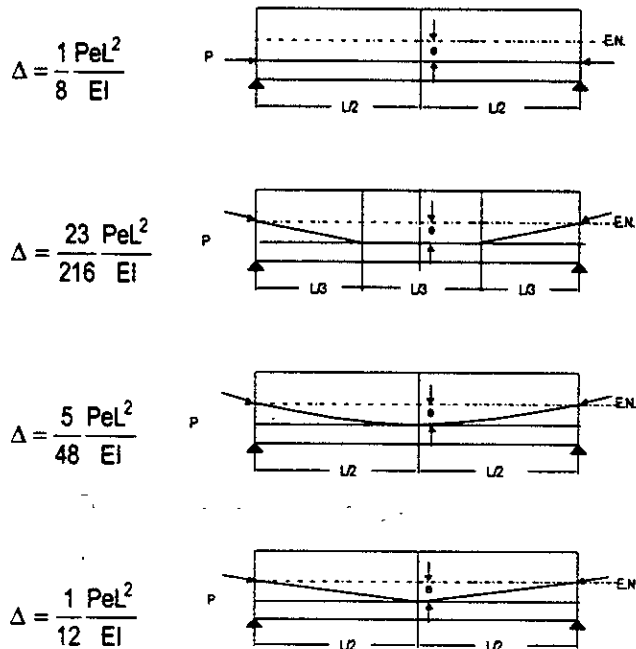


Figura 4.2 Deflexiones al centro del claro para algunos tipos de elementos pretensados simplemente apoyados

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:

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

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:

$$\Delta = -\Delta_{pe} - \frac{\Delta_{pi} + \Delta_{pe}}{2} C_u + (\Delta_{CM} + \Delta_{CV})(1 + C_u) + \Delta_I$$

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

4.2 DESPLAZAMIENTOS DURANTE SISMOS FRECUENTES

Se revisará que la estructura no presente ningún tipo de daños durante sismos moderados que se presentan continuamente en la ciudad. Para ello se deberán de revisar los desplazamientos elásticos que la estructura presente utilizando como espectro de diseño el formado con un coeficiente c igual a 0.2 sin reducciones por ductilidad, para zonas II y III respectivamente. La deformación máxima permisible en la fibra más exterior del concreto no deberá ser mayor a 0.004 o 0.003 y la deformación a tensión en el acero no deberá exceder 0.015, con lo que se garantiza que no existirá daño estructural ante este tipo de sismos.

Longitud mínima de apoyo

A menos que se realice un análisis más riguroso, la longitud mínima de apoyo, D , en milímetros, para traveses o tableros sobre la subestructura estará dada por la siguiente expresión:

$$D = (300 + 2 \cdot L + 8 \cdot H) (1 + 0.000125 S^2)$$

en donde L es la longitud del claro en metros entre dos apoyos adyacentes, entre el apoyo y la junta de expansión más cercana, o la suma de las longitudes a los lados de una articulación dentro de un claro; H es la altura, en metros, de la pila cuando está formada por una o varias columnas, o la altura promedio de las columnas o pilas más cercanas si se trata de una junta de expansión, o la altura promedio de las columnas entre el estribo y la junta de



expansión más cercana que soporta la superestructura si se trata de un estribo; $H = 0$ para puentes de un solo tramo; y S es el ángulo de esviajamiento del apoyo en grados medido desde una línea normal al claro.

Colindancias

A fin de evitar colisiones de la estructura con puentes vecinos o con otros módulos del mismo puente, deberá dejarse una holgura entre ellos de por lo menos

$$S_h = 300 + \Delta_1 + \Delta_2$$

donde S_h es la holgura en mm, Δ_1 y Δ_2 son los desplazamientos máximos totales en mm de ambas estructuras a la altura en donde se espere pueda ocurrir golpeo durante el sismo de diseño.

Limitación de desplazamientos de la superestructura

Si la superestructura está sobre apoyos que no limiten el movimiento transversal, se deberán proporcionar anclas o topes a la superestructura para evitar movimientos transversales excesivos durante sismos intensos. Estos dispositivos deben de ser de fácil inspección y reparación.

4.3 AGRIETAMIENTO

Las deflexiones y el agrietamiento bajo las condiciones de servicio durante el proceso constructivo y la vida útil de la estructura no deben exceder a los valores que en cada caso se consideren aceptables. Cuando sea significativo, se revisarán los efectos de fatiga.

Las NTC-C contienen algunos criterios para la Revisión de los Estados Límite de Servicio, acotando los valores de los esfuerzos en el elemento pretensado para lograr que el agrietamiento no sea excesivo y limitar las pérdidas por flujo plástico que son directamente proporcionales a los esfuerzos de compresión permanentes en la sección del elemento. Se debe usar la teoría elástica del concreto y la sección transformada, sin emplear secciones reducidas, ni esfuerzos reducidos, ni factores de reducción.

FALTA PAGINA

No. 46



Capítulo 5

Análisis Estructural

En el diseño de un puente o de cualquier otra estructura que se construye, es imprescindible el análisis estructural de ésta. Dada la simplicidad estructural de un puente, podría pensarse que su análisis no es tan complicado como el de un edificio. Sin embargo, la carga viva que actúa sobre un puente hace que el análisis se vuelva un tanto complicado y singular para cada puente en particular.

Un principio básico de la ingeniería estructural es que cada sección de un miembro debe diseñarse para que pueda resistir las máximas solicitaciones producidas por las cargas que actúan sobre él. En consecuencia, cuando hay cargas móviles es de capital importancia averiguar la posición crítica de dichas cargas que genera la máxima respuesta. Como se verá más adelante, no siempre la misma posición produce respuestas máximas de todas las posibles solicitaciones y en consecuencia la averiguación debe hacerse para cada respuesta individual. A este respecto, resulta muy útil hacer un análisis estructural en las dos direcciones principales de un puente con el fin de determinar la posición crítica de las cargas y la distribución de estas en cada elemento que constituye el puente.

5.1 ANÁLISIS LONGITUDINAL

El análisis estructural longitudinal nos permite determinar la posición de una carga móvil en la cual produce la solicitación máxima (momento flexionante, fuerza cortante, fuerza axial) sobre un puente. Por lo tanto es imprescindible el uso de algunas herramientas o métodos que nos lleven a la determinación racional de éstos.

La dificultad en la determinación de los elementos mecánicos y cinemáticos en un puente dependerá de la disposición estructural de sus miembros principales de carga.

El análisis estructural por carga viva en puentes estáticamente indeterminados o hiperestáticos se vuelve un tanto complicado, a esto resulta de gran utilidad la aplicación del concepto de línea de influencia.



5.1.1 Líneas de Influencia

El concepto línea de influencia fue formulado por el alemán E. Winkler en 1867 y unos veinte años más tarde Müller-Breslau descubrió el principio que lleva su nombre, que facilita enormemente la solución gráfica de las líneas de influencia tanto para estructuras determinadas como indeterminadas.

La línea de influencia se puede definir como una curva cuya ordenada da el valor de una respuesta estructural: reacción, carga axial, fuerza cortante, momento flexionante, etcétera, en un elemento o sección fijos de una estructura (apoyo, viga, columna, etc.) cuando una carga unitaria está aplicada en la abscisa correspondiente.

Es común en el análisis de otro tipo de estructuras, la representación gráfica de los elementos mecánicos, que muestran la variación de ellos a lo largo del miembro pero siempre con una posición fija de la carga. En líneas de influencia, en cambio, la sección es la que permanece fija mientras se presenta una carga que se desplaza por la estructura.

Por definición las líneas de influencia se construyen para una carga unitaria por la facilidad de obtener la respuesta total bajo un sistema de cargas, siempre y cuando la estructura permanezca en régimen elástico, mediante la simple aplicación del principio de superposición. Para conocer una respuesta real se suman los productos de las ordenadas apropiadas de la línea de influencia por los respectivos valores de las cargas aplicadas en dichos sitios.

PRINCIPIO DE MÜLLER-BRESLAU

El principio de Müller-Breslau se puede enunciar como sigue:

"Si se considera que una componente de reacción o de fuerza interna actúa sobre una pequeña distancia y por consiguiente deflecta o desplaza una estructura, la curva de la estructura deflectada o desplazada será a alguna escala, la línea de influencia para dicha componente de reacción o de fuerza interna."

Para facilitar los cálculos se adopta como la unidad como factor de escala, en cuyo caso la curva de la estructura deflectada o desplazada resulta de por sí la línea de influencia.

Podemos ver entonces, que el concepto de línea de influencia asociado al principio Müller-Breslau constituye una herramienta básica en el análisis estructural de puentes, por un lado nos permiten conocer que secciones de la estructura se deben cargar para obtener una respuesta máxima, previamente seleccionada, lo cual resulta muy útil inclusive hoy en día



para hacer el análisis por computadora, y por otra simplifican los cálculos, especialmente al hacer uso del principio de Müller-Breslau.

LÍNEAS DE INFLUENCIA APLICANDO EL PRINCIPIO DE MÜLLER-BRESLAU

Según Müller-Breslau; las ordenadas de la L.I. (Línea de Influencia) para cualquier acción en una estructura son iguales a las de la curva de desviación que se obtiene liberando la restricción correspondiente a esta acción e introduciendo un desplazamiento unitario correspondiente en el resto de la estructura.

El desplazamiento unitario correspondiente puede ser lineal o angular según sea el caso, en las Figura 5.1, 5.2 y 5.3 se hace referencia a esto. Se presenta a continuación de manera genérica la aplicación del concepto de línea de influencia en puentes simplemente apoyados y en continuos.

■ En Puentes Simplemente Apoyados

En puentes simplemente apoyados (estáticamente determinados) la liberación de una fuerza restringente transforma la estructura en un mecanismo. Esto hace muy fácil la determinación de las ordenadas de la línea de influencia pues basta con considerar la viga como un cuerpo infinitamente rígido, como se muestra en el siguiente ejemplo:

Las componentes de reacción de una estructura impiden el desplazamiento de la misma en la dirección correspondiente. Por consiguiente, para obtener la línea de influencia de reacción en el punto A (L.I. R_A) basta con darle a la viga un desplazamiento lineal unitario en la dirección positiva. El punto B permanece fijo y la viga se desplaza como un cuerpo rígido, adquiriendo la configuración indicada en la Figura 5.1.

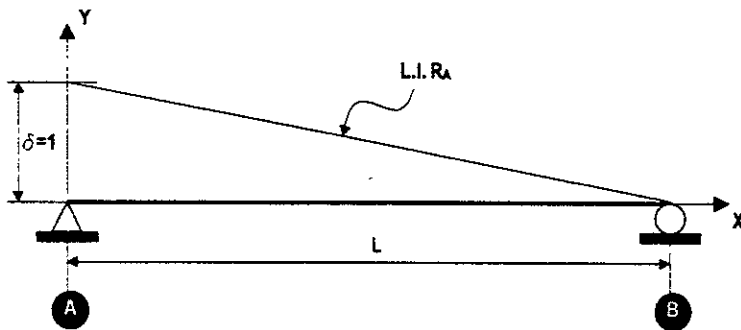


Figura 5.1 Línea de Influencia de Reacción en A.



Se procede en forma similar para obtener la línea de influencia de reacción en el punto B, lográndose coincidencia absoluta con el diagrama que se determina si se construye con el desplazamiento de una carga unitaria.

La fuerza cortante en un punto en una viga representa la restricción que impide que el segmento a un lado de la sección deslice sobre el que queda al otro lado. Por lo tanto para encontrar su línea de influencia se hace un corte en C (Figura 5.2) y se desliza el lado derecho sobre el izquierdo para que el signo coincida con la convención usual.

La magnitud total del desplazamiento lineal se hace igual a la unidad. Los puntos A y B de la viga permanecen fijos y como no se han producido otras liberaciones, resultan segmentos de recta AC y CB los cuales son paralelos.

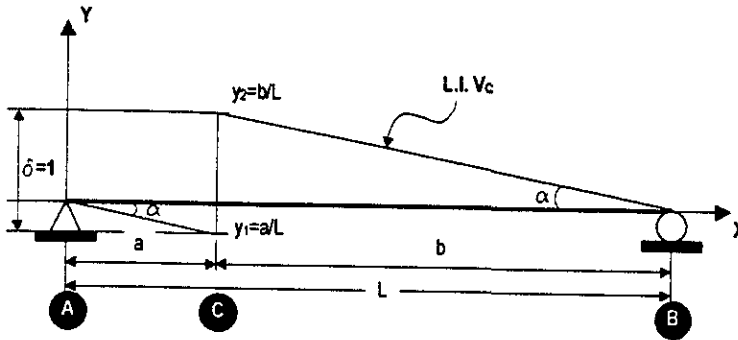


Figura 5.2 Línea de Influencia de Fuerza Cortante en el punto C.

De la Figura 5.2, por geometría:

$$y_1 = \alpha a$$

$$y_2 = \alpha b, \text{ además:}$$

$$y_1 + y_2 = \delta = 1$$

De ahí que:

$$\alpha(a+b) = \alpha L = 1, \text{ o bien}$$

$$\alpha = 1/L$$

y finalmente:

$$y_1 = \frac{a}{L}$$

$$y_2 = \frac{b}{L}$$

El momento flexionante en una sección representa la restricción al desplazamiento angular o rotación de la sección a un lado de ella con respecto a la del otro lado. Por tanto para aplicar el principio de Müller-Breslau se elimina dicha restricción introduciendo una articulación y se le da un giro unitario al lado derecho con respecto al izquierdo, manteniendo fijo los puntos A y B y conservando todas las demás restricciones. Para que el signo coincida con la convención usual de momento flexionante en vigas, el giro se hace en sentido horario lo cual obliga al punto C a desplazarse hacia arriba como se muestra en la Figura 5.3.

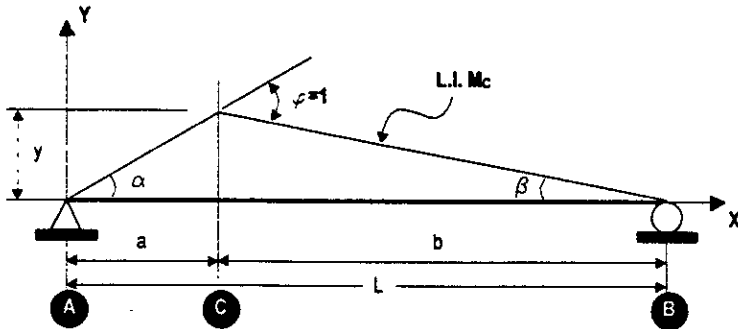


Figura 5.3 Línea de Influencia de Momento Flexionante en el punto C.

La condición geométrica es ahora que el desplazamiento angular unitario en el punto C por ser un ángulo externo es igual a la suma de los ángulos interiores no adyacentes, α y β , o sea:

$$\varphi = \alpha + \beta = 1$$

por otro lado:

$$y = \alpha a = \beta b, \text{ o bien}$$

$$\alpha = \beta \frac{b}{a}$$



y al sustituir en la primer expresión:

$$\beta \frac{b}{a} + \beta = \beta \left(\frac{b+a}{a} \right) = \beta \frac{L}{a} = 1$$

$$\beta = \frac{a}{L}$$

finalmente:

$$y = \frac{ab}{L}$$

■ En Puentes Continuos

En vigas continuas es evidente que las líneas de influencia obtenidas estarán compuestas por líneas curvas, no así para elementos estáticamente determinados que simplifican el cálculo de las ordenadas de ésta como se mostró anteriormente. Existen tres opciones para obtener los valores de las ordenadas de las líneas de influencia, estos son:

- Método directo
- Método experimental
- Método analítico

La primera es hacer un análisis estructural interactivo aplicando el concepto original de línea de influencia, es decir, recorrer una carga unitaria sobre la estructura e ir construyendo la línea de influencia requerida. La segunda, es determinarlas experimentalmente mediante el uso de un modelo a escala haciendo uso del principio de Müller-Breslau, esta opción es útil cuando se trata de miembros con sección variable y fue muy empleado en el pasado.

Actualmente, con el desarrollo de las computadoras y los programas de análisis estructural, que permiten obtener los desplazamientos en una barra que se somete a una condición de carga, resulta muy practica la construcción de líneas de influencia aplicando el principio de Müller-Breslau de manera analítica. Para aplicar este método es importante contar con un programa de análisis estructural en el que podamos discretizar la estructura para poder conocer los desplazamientos en distintos puntos al aplicarle un desplazamiento en un punto en cuestión.

Otro aspecto en el cálculo de líneas de influencia por este método, es conocer la fuerza equivalente que genera un desplazamiento unitario, ya sea lineal o angular, en la sección

donde se quiere determinar la línea de Influencia. Para esto se presentan algunos ejemplos en las Figuras 5.4 y 5.5.

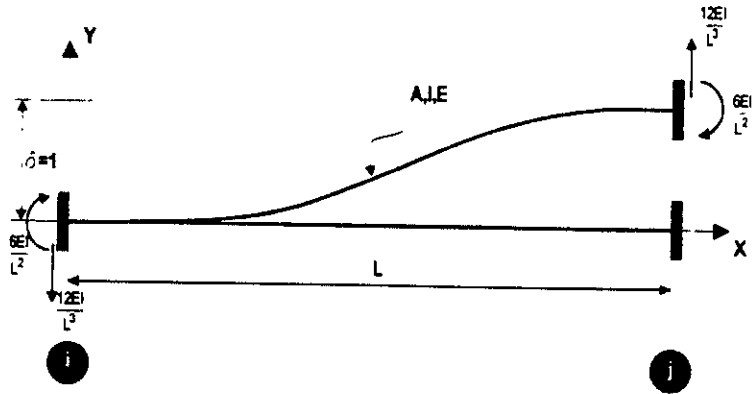


Figura 5.4 Fuerzas que producen un desplazamiento lineal unitario.

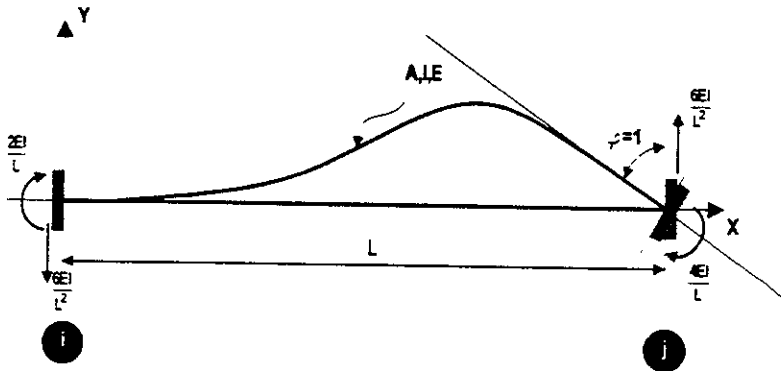


Figura 5.5 Fuerzas que producen un desplazamiento angular unitario.

Las Figuras 5.4 y 5.5 muestran las cargas a aplicarse en el extremo *i* y *j* de una barra, que forma parte de la viga discretizada, con el fin de generar un desplazamiento unitario en la sección donde se desea conocer la línea de influencia. La forma que tome la deflexión de la viga al generarse en él un desplazamiento unitario, será la forma de la línea de influencia. Por consiguiente las ordenadas de la viga deformada corresponden, según el Principio de Müller-Breslau, a los valores de la línea de influencia correspondiente al desplazamiento impuesto en la sección.



Es así como podemos construir línea de influencia para cualquier sección no importando el grado de hiperestaticidad de la estructura.

5.1.2 Respuesta Máxima

Como se mostró anteriormente, el problema de determinar la respuesta máxima en una sección utilizando el concepto de línea de influencia queda resuelto, pero, surge la necesidad de conocer esa sección donde se presente la mayor respuesta máxima (máximo absoluto o máximo máximum).

MOMENTO FLEXIONANTE MÁXIMO ABSOLUTO

En puentes simplemente apoyados podría pensarse que la sección crítica ocurre al centro del claro y no es así. *El momento flexionante máximo absoluto se presenta bajo una rueda de un vehículo, cuando esta y la resultante son equidistantes de los extremos de la viga simplemente apoyada, ver Figura 5.6.*

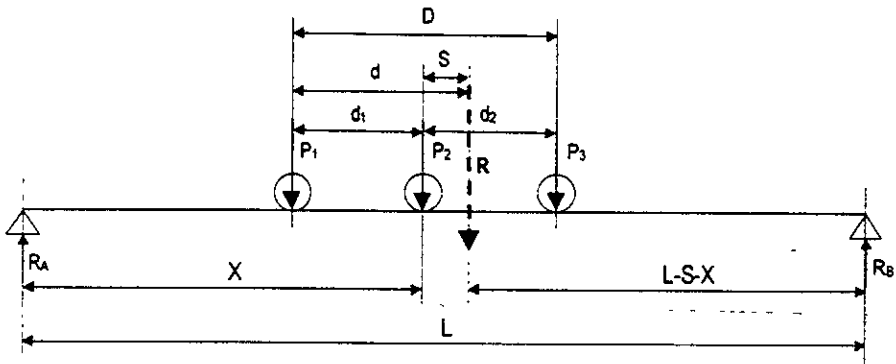


Figura 5.6 Sección, x, donde se presenta el Momento Máximo Absoluto.

La sección donde ocurre el Momento Máximo Absoluto en una viga simplemente apoyada queda determinado como:

$$M_x = R_A X - P_1 d_1$$

Donde:

$$R_A = \frac{R(L - S - X)}{L}$$



Al substituir R_A en M_x :

$$M_x = \frac{R(L-S-X)}{L} \cdot X - P_1 d_1$$

Al ordenar y generalizar la expresión:

$$M_x = \frac{R}{L}(LX - SX - X^2) - P_1 d_1 \dots$$

Al derivar para obtener un máximo:

$$\frac{dM_x}{dx} = \frac{R}{L}(L - S - 2X) = 0, \text{ o bien}$$

$$L - S - 2X = 0$$

Finalmente el M.F.M.A (Momento Flexionante Máximo Absoluto) se localiza en la posición:

$$X = \frac{L-S}{2}$$

En puentes continuos, determinar donde se presenta el momento flexionante máximo absoluto no es un problema resuelto. Es muy común considerar que el momento máximo "absoluto" ocurre en la sección donde se presenta el momento máximo debido a la carga muerta. Para determinar con mayor precisión habrá que hacerse un análisis mas refinado para encontrar dicha sección.

5.2 ANÁLISIS TRANSVERSAL

Anteriormente se mostró que el análisis longitudinal nos permite determinar la posición de la carga el cual provoca una respuesta máxima. Entre las respuestas máximas, resulta que el momento flexionante máximo absoluto tiene gran importancia, ya que los miembros principales de un puente son diseñados comúnmente para resistir la flexión, y como condición a optimizar. Por ello es preciso considerar un análisis transversal de carga, en el que se considere el puente como un conjunto de elementos trabajando íntegramente permitiendo una distribución transversal de la carga.



Para hacer la distribución transversal de las cargas han sido desarrollados diversos métodos de análisis, algunos muy comunes son:

- Método de Courbon o Viga Infinitamente Rígida
- Método Simplificado o Viga Elástica
- Método de Guyon-Masonet-Rowe
- Método AASHTO
- Método del Emparrillado

Podemos mencionar que los tres primeros métodos fueron muy buenos en su momento, sin embargo el desarrollo de la tecnología y de los programas de análisis estructural basados en el concepto de *elemento finito*, que permiten crear un modelo más cercano a la realidad, hace que los métodos simplificados sean menos utilizados en la actualidad. Además, las limitaciones y las hipótesis en los modelos que se hicieron para la determinación de ellos no siempre están presentes en la mente del ingeniero al utilizarlos.

Es recomendable el uso de los métodos simplificados para obtener resultados *rápidos*, con fines de predimensionar la estructura, no así para un análisis definitivo puesto que el objetivo de la ingeniería estructural es diseñar sistemas estructurales eficientes.

A continuación se describen con más detalle los métodos más utilizados en la actualidad: Método AASHTO y el Método del Emparrillado.

5.2.1 Método AASHTO

La distribución de cargas según las especificaciones para puentes carreteros AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) es de muy fácil aplicación, el uso de este método se restringe debido a que se tiene un diseño muy conservador. Al calcular los momentos en los miembros longitudinales o trabes, de un puente se considera que no existe distribución longitudinal de la carga.

POSICIÓN PARA CORTANTE

Respecto a la fuerza cortante en los extremos de un miembro principal (vigas longitudinales o también llamados largueros), esta fuerza se calculará considerando que no existe distribución longitudinal de la carga de la rueda adyacente al apoyo. Lateralmente las cargas se distribuyen considerando que el piso actúa como una viga simplemente apoyada sobre los miembros longitudinales del puente o piezas del puente.

Para las ruedas colocadas en otras posiciones en el claro, la distribución para cortante será igual a la que se indica para el cálculo de momentos flexionantes.



MOMENTOS FLEXIONANTES EN LARGUEROS

Al calcular los momentos flexionante en los miembros principales, se considera también que no existe distribución longitudinal de las cargas. En la aplicación de este método se identifican dos tipos de elementos, los miembros longitudinales interiores y los exteriores:

■ En Miembros Longitudinales Interiores

Las fracciones de las cargas de las ruedas que actúan en las traveses interiores se determinarán aplicando los factores de distribución (FD) mostrados en la Tabla 5.1.

| FD Factores de Distribución | | |
|-----------------------------|------------------------------|------------------------------|
| Losa de concreto sobre: | Lineas de trafico del puente | |
| | Una | Más de dos |
| Vigas I | $S/2.13$ $S > 3.05m^*$ | $S/1.67$ $S > 3.05m^*$ |
| Vigas T | $S/1.98$ $Si S > 3.05m^*$ | $S/1.83$ $Si S > 3.05m^*$ |
| Traveses cajón | $S/2.44$ $Si S > 3.05m^*$ | $S/2.44$ $Si S > 3.05m^*$ |

S = Espaciamiento centro a centro de las traveses, m
* En este caso la carga para cada traveses será igual a la reacción de las cargas de las ruedas, suponiendo que el piso actúa como una viga simplemente apoyada en las traveses.

Tabla 5.1 Factores de Distribución de carga para puentes de concreto presforzado según las especificaciones AASHTO.

■ Miembros Longitudinales Exteriores

Para viga de acero, madera y vigas T de concreto, la carga muerta que se considera soportada por la viga extrema debe ser la parte de la losa que le corresponde. Si las guarniciones, parapetos, y carpetas asfálticas se colocan después de fraguada la superestructura, sus cargas se pueden repartir en partes iguales entre todas las traveses.

La carga viva que actúa sobre los largueros exteriores se determinarán aplicando al larguero las reacciones de la carga de las ruedas que resulten de considerar que el piso actúa como simplemente apoyado sobre las traveses.



La capacidad de una trabe exterior no puede ser menor a la capacidad de una trabe interior. En pisos de concreto soportados por cuatro trabes o más, la fracción de la carga de una rueda sobre la trabe no deberá ser menor que:

$$FD = \frac{S}{1.68} \text{ cuando } S < 1.83 \text{ m}$$

$$FD = \frac{S}{1.22 + 0.25S} \text{ para } 1.83 \text{ m} < S < 4.23 \text{ m}$$

Si $S > 4.23$ metros ver nota (*) en la Tabla 5.1.

DISTRIBUCIÓN DEL MOMENTO FLEXIONANTE EN TRABES SECCIÓN CAJON DE CONCRETO PRESFORZADAS

El momento flexionante debido a carga viva en miembros longitudinales interiores en superestructuras resultas con trabes sección cajón puede ser determinado aplicando el siguiente Factor de Distribución:

$$FD = \frac{2N_L}{N_B} + k \frac{S}{L}$$

- donde:
- N_L = Número de Carriles de Diseño
 - N_B = Número de Vigas (4 [N_B [10)
 - S = Distancia Entre Ejes de la Trabes, en m (2 m [S [3.35 m)
 - L = Claro del Puente, m
 - k = $0.23W - N_L(0.10N_L - 0.26) - 0.2N_B - 0.12$
 - W = Ancho de Calzada, m (9.75 m [W [20 m)

El momento flexionante debido a la carga viva que actúa sobre los largueros exteriores se determinarán aplicando al larguero las reacciones de la carga de las ruedas que resulten de considerar que el piso actúa como simplemente apoyado sobre dos trabes, pero no podrá ser menor que $2N_L/N_B$

5.2.2 Método del Emparrillado

El método del emparrillado es sin duda el método de análisis más popular y de mayor divulgación en la actualidad. Esta situación deriva esencialmente de su adaptabilidad



intrínseca a cualquier geometría y a las condiciones más diversas de apoyo. Su aplicabilidad está fundamentalmente limitada por la morfología de la sección transversal.

Un *emparrillado plano* está formado por un número finito de elementos unidimensionales denominados barras. Por lo tanto es un *método aproximado similar al método de los elementos finitos* puesto que se basa en la discretización de una estructura continua.

Los emparrillados están compuestos por elementos prismáticos o barras conectadas entre sí en puntos denominados nudos, formando un modelo esquelético plano. Las barras se consideran rectas, con propiedades constantes entre los nudos y todas contenidas en un plano, las acciones actúan en una dirección normal a dicho plano.

El método del emparrillado plano puede resumirse en los siguientes pasos:

- Idealización de Tablero
- Aplicación de Cargas
- Solución de la Estructura Utilizando un Programa de Análisis Estructural
- Interpretación de Resultados

Es posible extender el método del emparrillado plano a la situación espacial. La técnica es análoga sólo habrá que utilizar un programa de análisis estructural espacial. Existen situaciones en donde el *emparrillado espacial* pueda ser aplicado con eficacia, y corresponden al estudio global del puente bajo acciones horizontales como son fluencia, contracción, frenado, temperatura, viento y sismo.

En el capítulo 8 de este trabajo se expone mediante un ejemplo la aplicación de este método utilizando para su solución el programa SAP90.

FALTA PAGINA

No.

60



Capítulo 6

Diseño de la Superestructura de Puentes Vehiculares

Comúnmente en nuestro país, la superestructura de los puentes carreteros con claros hasta de 50 m de concreto presforzado se ha venido construyendo, fabricando las traveses longitudinales en planta empleando diferentes secciones tales como: I de AASHTO, Cajón, T, doble T sobre las que se cuele la losa de concreto reforzado que formará la superficie de rodamiento que, integrada a la trabe presforzada, dará lugar a la sección compuesta para resistir todas las cargas muertas y vivas que se presenten en la vida útil del puente.

Esta superestructura se puede hacer en plazos muy cortos, ya que el montaje de las traveses de un claro se puede realizar en un día, y el armado y colado de la losa en una semana como máximo.

6.1 ELEMENTOS DE LA SUPERESTRUCTURA

La superestructura de un puente está formada por un conjunto de elementos estructurales que permiten la estabilidad del mismo. Estos elementos deben ser diseñados con un grado de seguridad razonable de manera que ante condiciones de servicio tenga un comportamiento adecuado. Se presenta a continuación algunos aspectos básicos de los elementos que integran la superestructura de un puente

6.1.1 Vigas

Las vigas son el elemento estructural más significativo en el diseño de un puente, puesto que serán los elementos que permitirán transmitir las cargas que estén actuando sobre el puente hacia los apoyos. El utilizar vigas de concreto presforzado resulta ventajoso sobre el concreto reforzado, puesto que permite usar secciones más esbeltas y ligeras disminuyendo notablemente la carga muerta.

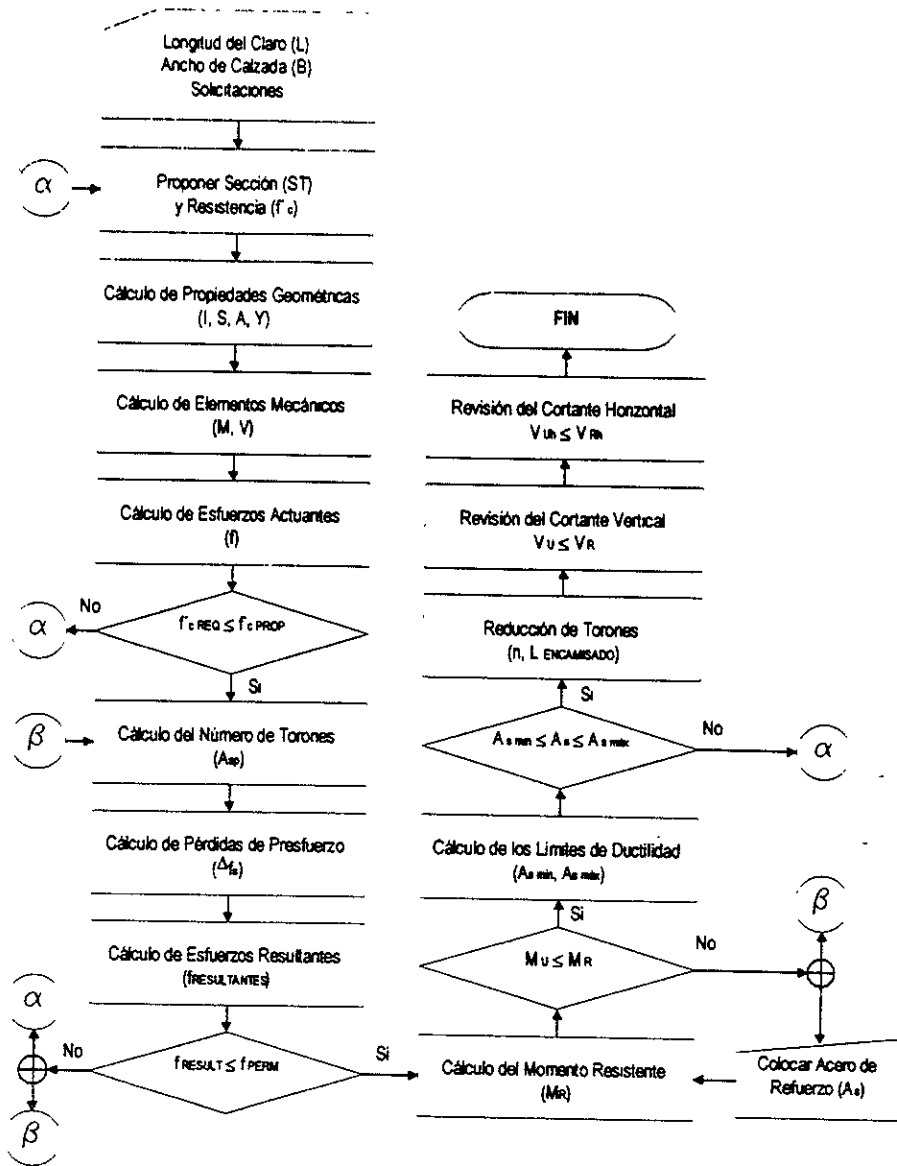


Figura 6.1 Proceso de diseño de elementos presforzados.

Un aspecto muy importante en el diseño de la superestructura de un puente corresponde a elegir de manera apropiada el tipo de sección a utilizar como miembros principales. La Tabla 6.1 da una idea del uso de elementos presforzados tipo, dependiendo del claro del puente.






| Sección | Claro en m |
|---|------------|
|  | $L < 8$ |
|  | 8 a 20 |
|  | 20 a 25 |
|  | 15 a 30 |
|  | 25 a 40 |

Tabla 6.1 Secciones recomendadas para distintos claros

6.1.2 Losa

La losa que se coloca sobre elementos presforzados para formar la sección compuesta es, en la mayoría de los casos, de concreto reforzado. Esta losa deberá estar perfectamente ligada a las traveses por lo que éstas estarán provistas de conectores y contarán con superficies de contacto rugosas. La superficie de contacto deberá estar limpia y húmeda antes del colado de la losa. Los conectores podrán estar formados por los mismos estribos de la viga de manera que se desdoblén en obra y formen una viga con sección compuesta. En el caso de vigas T y Cajón con aletas, además de los estribos del alma se deberán colocar conectores en los extremos de los patines.

En el caso de traveses presforzados tipo T o Cajón con Aletas cuyos patines estén en contacto, el peralte total de la losa podrá ser de 15 cm. Para el cálculo del momento resistente de la losa en momento negativo se podrá utilizar el peralte total de la losa más el espesor del patín de la T o las aletas del cajón. Para el momento resistente positivo el peralte total será sólo el de la losa. En ningún caso el espesor mínimo del patín de las traveses será menor que 5 cm.

Es común considerar a la losa de compresión como un elemento de comportamiento sólo estructural y no como superficie de rodamiento; en este caso se emplea, especificándose desde el inicio del diseño, un revestimiento de asfalto. Con fines de cuantificación de carga muerta, el espesor de esta carpeta asfáltica no debe tomarse menor que 10 cm para



considerar futuras repavimentaciones sin sustitución de material. El peso volumétrico del asfalto no se tomará menor que 2 T/m^3 .

Deberá proveerse suficiente refuerzo a lo largo de la base del parapeto, a su vez soportado por la losa de rodamiento y por la viga extrema del puente para soportar las fuerzas debidas a colisiones.

La losa colada en sitio, con espesor de 15 a 20 cm, cumple la función de rigidizar la superestructura tanto en el sentido vertical, para repartir las cargas vivas uniformemente a todas las traveses, como en el horizontal, para evitar movimientos relativos entre las vigas. Debe diseñarse tanto a momento positivo como negativo, con las debidas preparaciones de humedad y conectores para lograr un correcto funcionamiento en conjunto con las traveses.

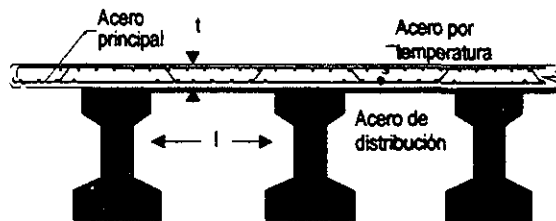


Figura 6.2 Sección transversal en una losa de concreto mostrando el acero de refuerzo.

6.1.3 Diafragmas

En la superestructura de puentes, modelo tipo vigas y losa, se construyen a menudo en los extremos del puente, traveses transversales delgadas entre las vigas llamados diafragmas (Figura 6.3). Los diafragmas proporcionan rigidez lateral a las traveses y a la superestructura en general. Además también se utilizan diafragmas intermedios para restringir el pandeo lateral de las vigas principales garantizando su adecuado funcionamiento a flexión y que todas las vigas del puente trabajen en conjunto. La cantidad y separación de diafragmas intermedios estará en función de la rigidez lateral y la longitud del claro del puente. En general, claros mayores a 10 m con vigas I ó T deberán llevar al menos un diafragma intermedio. Debido a su gran rigidez lateral, las vigas presforzadas tipo cajón con aletas pueden no contar con diafragmas, al menos hasta claros de 30 metros.

Las vigas deberán contar con preparaciones adecuadas para formar estos diafragmas que, además, deberá colarse monolíticamente con la losa. La Figura 6, muestra perforaciones por donde pasará el acero de refuerzo del diafragma.



Figura 6.3 Detalle constructivo de un diafragma extremo.

6.2 DISEÑO ELÁSTICO

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, una vez escogido el elemento, el diseño consiste en proporcionar presfuerzo y refuerzo para que tenga un comportamiento adecuado durante todas sus etapas ante cargas de servicio y cargas últimas, dentro del marco de un reglamento vigente. 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.

6.2.1 Etapas de Diseño de un Elemento Presforzado

Un elemento presforzado, y en general cualquier elemento prefabricado, está sometido a distintos estados de carga. Estos estados pueden representar condiciones críticas para el elemento en su conjunto o para alguna de sus secciones. En general, existirán dos etapas importantes de revisión, de transferencia y final, aunque para muchos elementos existen etapas intermedias que resultan críticas. En la Figura 6.4 se muestran estas etapas en una gráfica carga-deflexión en donde se indican además los estados de esfuerzos en la sección de momento máximo.

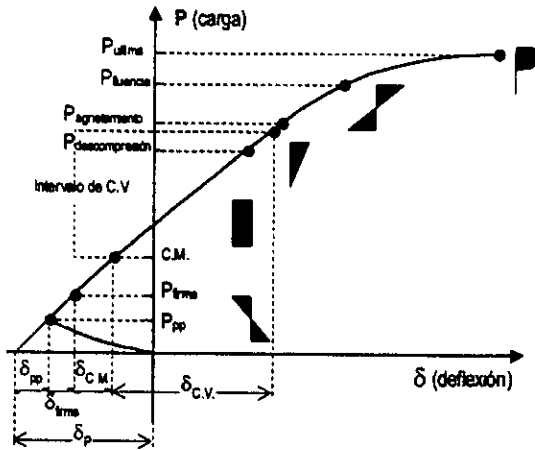


Figura 6.4 Gráfica carga-deflexión de una viga presforzada típica

■ **Etapa inicial o de transferencia**

Esta tiene lugar cuando se cortan los tendones en elementos pretensados o cuando se libera la presión en el gato hacia los anclajes en concreto postensado. Es decir cuando se transfieren las fuerzas al concreto que comúnmente ha alcanzado el 80 por ciento de su resistencia. Aquí ocurren las pérdidas instantáneas y las acciones a considerar son el presfuerzo que actúa en ese instante y el peso propio del elemento. Esta etapa puede ser crítica en los extremos del elemento donde el presfuerzo es excesivo.

■ **Etapa final o de servicio**

El diseñador debe considerar las distintas combinaciones de cargas en la estructura en general y en cada elemento en particular para garantizar el comportamiento adecuado de los elementos. Se considerarán las condiciones de servicio tomando en cuenta esfuerzos permisibles, deformaciones y agrietamientos, y las condiciones de resistencia última de tal manera que además de alcanzar la resistencia adecuada se obtenga en la ruptura una falla dúctil. En esta etapa ocurren todas las pérdidas de presfuerzo y en la mayoría de los casos el elemento presforzado se encuentra trabajando en conjunto con el firme colado en sitio, lo que incrementa notablemente su inercia y resistencia.

■ **Estado intermedio**

Dentro de esta etapa se presenta el transporte y montaje del elemento, muchos elementos presforzados tienen un comportamiento en etapas intermedias distinto al que tienen en



transferencia o en el estado final. Tal es el caso de algunas vigas, traveses y losa que por así convenir al diseñador, requieren de cimbrado temporal que generalmente removido cuando los colados in situ y la losa o el firme han fraguado. Otro tipo de elementos son las vigas que fueron fabricadas, transportadas y montadas como simplemente apoyadas pero en la etapa final formarán parte de un sistema hiperestático. Algunas vigas para puente son tan largas que es necesario dejar volado uno de los extremos para que se puedan transportar.

6.2.2 Estado de Esfuerzos

En cada una de las etapas anteriormente mencionadas, deben revisarse los esfuerzos que actúan en el elemento (Figura 6.5). 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

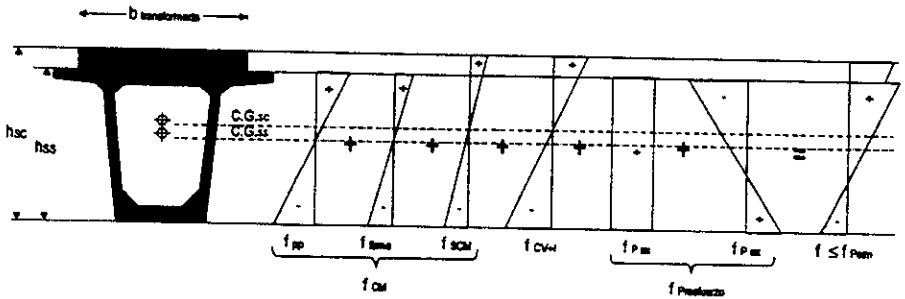


Figura 6.5 Estado general de esfuerzos en un elemento presforzado (+, Esfuerzos de Compresión y -, Esfuerzos de Tensión).

$$f = f_{pp} + f_{firme} + f_{SCM} + f_{CV+i} + f_{P_{ax}+} + f_{P_{ax}-}$$

Y de manera explícita, en la fibras superior e inferior:

$$f_{s,i} = \pm \frac{M_{pp}}{S_{SS\ s,i}} \pm \frac{M_{firme}}{S_{SS\ s,i}} \pm \frac{M_{SCM}}{S_{SC\ s,i}} \pm \frac{M_{CV+i}}{S_{SC\ s,i}} + \frac{P}{A_{SS}} \mp \frac{P \cdot e}{S_{SS\ s,i}}$$

donde las acciones están dadas por

- M_{pp} = Momento Debido al Peso Propio
- M_{firme} = Momento Debido al Firme
- M_{SCM} = Momento Debido a la Sobrecarga Muerta



- M_{cv} = Momento Debido a la Carga Viva más Impacto
- P = Fuerza de Presfuerzo

y las propiedades geométricas son

- A = Área De La Sección
- S = Módulo de Sección Elástico
- e = Excentricidad del Centroide del Acero de Presfuerzo

Los subíndices SS y SC se refieren a sección simple y sección compuesta, respectivamente.

6.2.3 Esfuerzos Permisibles

Los esfuerzos permisibles en el concreto se muestran en la Tabla 6.2, donde f'_c es la resistencia a compresión del concreto a la edad en que ocurre la transferencia. El esfuerzo de tensión permisible en la transferencia es para concreto sin acero de refuerzo. Cuando se llegue a exceder este valor, se suministrará acero de refuerzo para que resista la fuerza total de tensión del concreto, valuada en la sección sin agrietar.

| Esfuerzo | Inmediatamente después de la transferencia | Bajo cargas de servicio |
|------------|--|-------------------------|
| Compresión | $0.60 f'_c$ | $0.45 f'_c$ |
| Tensión | $\sqrt{f'_c}$ | $1.6 \sqrt{f'_c}$ |

Tabla 6.2 Esfuerzos permisibles en el concreto (NTC-C)

Los esfuerzos de tensión bajo cargas de servicio pueden excederse, sin que el esfuerzo de tensión llegue a ser mayor que $3.2 \sqrt{f'_c}$, si se justifica que el comportamiento estructural del elemento es adecuado. Si el esfuerzo calculado de tensión resulta mayor puede usarse acero de refuerzo y tratar al elemento como parcialmente presforzado, si así lo dice su índice de presfuerzo como se verá más adelante.

Cuando la estructura está en un ambiente corrosivo, el ingeniero juzgará si es necesario obligar a que no haya tensiones en condiciones de servicio, aunque debe tomar en cuenta que ésto originará grandes pérdidas por flujo plástico.



Con respecto a los esfuerzos permisibles en el acero de presfuerzo, el esfuerzo máximo al que se puede tensar un torón debe ser $0.80 f_{sr}$, donde f_{sr} es el esfuerzo resistente del acero de presfuerzo; este esfuerzo es conocido en el reglamento como el debido a la fuerza aplicada por el gato. Por supuesto, aplicar una fuerza que produzca en el torón un esfuerzo por arriba de $0.8 f_{sr}$ es llevarlo al rango no lineal y provocarle deformaciones que pueden ser irreversibles. El esfuerzo permisible inmediatamente después de la transferencia, $0.70 f_{sr}$, es decir, una vez que el presfuerzo está actuando sobre el concreto, ya se presentaron las pérdidas instantáneas y la carga vertical es sólo la del peso propio.

Esta diferencia entre 0.7 y 0.8 de f_{sr} nos permite tensar el torón por arriba de $0.7 f_{sr}$ de tal manera que al cortar los torones y después de que se presenten las pérdidas instantáneas se llegue al esfuerzo permisible de $0.7 f_{sr}$. Una recomendación es tensar los torones a $0.75 f_{sr}$, considerando que las pérdidas instantáneas son del orden del 10% ($0.90 f_{sr}$).

6.2.4 Pérdidas de presfuerzo

Como se ha mencionado anteriormente, existen varias razones por las que la fuerza de presfuerzo efectiva que actuará en el elemento es menor que la fuerza aplicada por el gato. Estas pérdidas pueden llegar a ser mayores al 30 por ciento en elementos comúnmente empleados. Por ello, estimar las pérdidas asignando un porcentaje como lo permiten las normas vigentes para el Distrito Federal puede resultar un diseño poco conservador y el resultado se reflejará a largo plazo, una vez que todas las pérdidas se presenten.

Las pérdidas totales en kg/cm^2 más comunes en elementos presforzados son

$$\Delta f_s = DA + DT + FR + ES + SH + CR_c + CR_s$$

| | | | |
|--------|--------------|---|--|
| donde: | Δf_s | = | Pérdida Total |
| | DA | = | Pérdida Debido al Deslizamiento del Anclaje |
| | DT | = | Pérdida Debido al Desvío de Torones |
| | FR | = | Pérdida Debido a Fricción |
| | ES | = | Pérdida Debido al Acortamiento Elástico del Concreto |
| | SH | = | Pérdida Debido a la Contracción del Concreto |
| | CR_c | = | Pérdida Debido al Flujo Plástico del Concreto |
| | CR_s | = | Pérdida Debido a la Relajación del Acero |

Por consiguiente el esfuerzo efectivo del acero de presfuerzo, es decir una vez que se han presentado todas las pérdidas será:

$$f_{se} = f_{sj} - \Delta f_s$$



PÉRDIDAS INSTANTÁNEAS O INMEDIATAS

■ Fricción (FR)

Esta pérdida se presenta sólo en elementos postensados. Durante el tensado, a medida que el acero se desliza a través del ducto se desarrolla la resistencia friccionante y la tensión en el extremo fijo es menor que la tensión en el extremo móvil donde actúa el gato (Figura 6.6). Las pérdidas debido a la fricción entre el tendón de presforzado y los ductos deberán tomarse como:

$$f_{sx} = f_{sy} \cdot (1 - e^{KX + \mu\alpha})$$

- donde:
- f_{sx} = Esfuerzo en el Acero de Presfuerzo a una Distancia X del Gato
 - f_{sy} = Esfuerzo en el Acero de Presfuerzo en Donde Actúa el Gato
 - X = Distancia Desde el Gato Hasta el Punto en Consideración (m)
 - K = Coeficiente de Fricción Secundario o de Deformación No Intencional
 - μ = Coeficiente de Fricción Primario por Curvatura Intencional
 - α = Variación Angular Total de la Trayectoria del Tendón Desde el Punto en Consideración Hasta el Gato, en Radianes

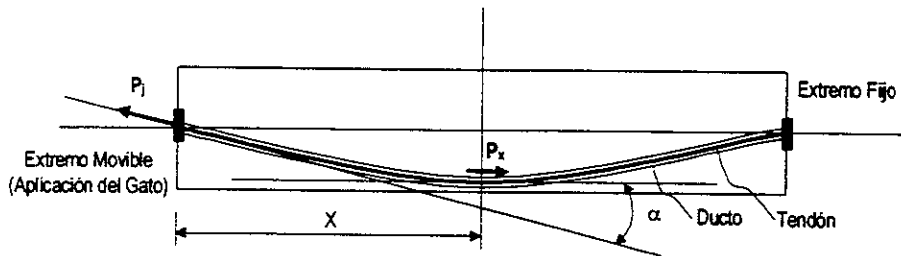


Figura 6.6 Pérdidas por fricción en un elemento postensado.

En la ecuación anterior se distinguen dos fuentes de fricción: la curvatura intencional (primaria) del tendón dada por el factor $\mu\alpha$ y la curvatura (secundaria) no intencional de la trayectoria del ducto dada por KX , ver Figura 6.7. Si la curvatura intencional es nula ($\alpha=0$) no existe pérdida por este concepto, a medida que se suman las distintas curvaturas impuestas al ducto, esta pérdida aumenta también de valor. Por otro lado, la pérdida no intencional es directamente proporcional a la distancia X; por ello, cuando las pérdidas por fricción sean muy grandes se deberá tensar por ambos lados del elemento.



■ Deslizamiento del Anclaje (DA)

Inmediatamente después del tensado la fuerza del gato se libera transfiriéndose al concreto por medio de anclajes, Figura 6.9 y 6.10. Existe inevitablemente una pequeña cantidad de deslizamiento entre los anclajes y el acero de presfuerzo a medida que las cuñas realizan el anclaje mecánico de los tendones, o a medida que se deforma el dispositivo de anclaje. La pérdida por deslizamiento en el anclaje se puede calcular con la expresión:

$$DA = \frac{\delta l}{l} E_s$$

donde l es la longitud del tendón, E_s el módulo de elasticidad del acero de presfuerzo y δl es el deslizamiento. El valor δl es proporcionado por el fabricante y debe estar claramente especificado, pudiendo variar de 1 a 10 mm. Esta pérdida se presenta en el extremo del elemento y disminuye proporcionalmente a la fricción, por lo que se debe trazar un diagrama de fuerza efectiva y considerar esa fuerza en cada sección.

En caso de no existir fricción, la pérdida por deslizamiento se reflejará a todo lo largo del elemento. En elementos pretensados prácticamente no existe esta pérdida debido a la eficiencia de los equipos utilizados.

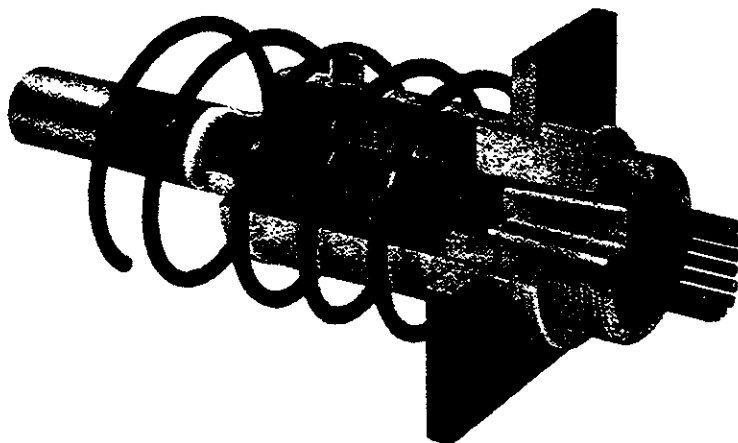


Figura 6.9 Anclaje móvil para sistemas postensados.

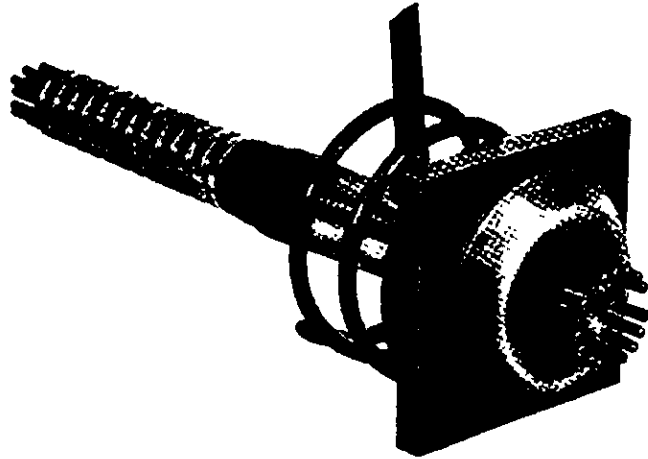


Figura 6.10 Anclaje fijo para sistemas postensados

■ **Desviación de Torones (DT)**

Similar a las pérdidas por fricción en elementos postensados, los mecanismos de desvío de torones pueden inducir pérdidas significativas en elementos pretensados. El valor de estas pérdidas dependerá de las características de los dispositivos empleados y deberá de ser responsabilidad del fabricante cuantificar las mismas.

■ **Akortamiento Elástico del Concreto (ES-Elastic Shortening)**

Cuando la fuerza presforzante se transfiere a un miembro, existirá un acortamiento elástico en el concreto debido a la compresión axial. Este puede determinarse fácilmente a partir de la relación esfuerzo-deformación del concreto. Las pérdidas, para elementos pretensados, están dadas por la siguiente expresión:

$$ES = n_1 \cdot f_{cr} = \frac{E_s}{E_{ci}} \cdot f_{cr}$$

donde: n_1 = Relación Modular de Elasticidad en el instante de la Trasterferencia
 f_{cr} = Esfuerzo en el Concreto a Nivel del Centroide del Acero de Presfuerzo Debuidos a la Fuerza Presforzante y al Peso Propio que Actúan Inmediatamente Después de la Transferencia



Para miembros postensados las pérdidas se calculan como

$$ES = \frac{N-1}{2N} \cdot n_i \cdot f_{cr} \approx 0.5 \cdot n_i \cdot f_{cr}$$

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

PÉRDIDAS DIFERIDAS O A LARGO PLAZO

■ Contracción del Concreto (SH-Shrinkage)

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 se refleja en una disminución del esfuerzo en el acero y constituye un componente importante de la pérdida del presfuerzo para todos los tipos de vigas de concreto presforzado. Esta pérdida puede tomarse considerando que la deformación del concreto por este concepto es 0.001 indicado en las NTC-C o aplicando las siguientes expresiones para elementos presforzados y postensados respectivamente:

$$SH = (1195 - 10.5RH)$$

$$SH = 0.8(1195 - 10.5RH)$$

donde RH es la humedad relativa promedio anual en porcentaje y, de no conocerse los datos precisos del sitio donde se construirá la obra, puede considerarse como lo indica la Tabla 6.3

| Tipo de clima | RH |
|--------------------|-----|
| Muy húmedo | 90% |
| Humedad intermedia | 70% |
| Seco | 40% |

Tabla 6.3 Porcentaje de Humedad según tipo de clima

■ Flujo Plástico de Concreto (CRc Creep)

Esta pérdida se presenta por la deformación del concreto ante la acción de cargas sostenidas, como son la carga muerta y el presfuerzo. Se puede calcular como:



$$CR_S = 12 f_{cr} - 7 f_{ctds} \geq 0$$

donde: f_{ctds} = Esfuerzo en el Concreto a Nivel del Centroide del Acero de Presfuerzo
Debidos a todas las Cargas Muertas Sin Incluir al Peso Propio

■ **Relajación del Acero (CRs)**

Cuando al acero del presfuerzo se tensa hasta los niveles usuales de tensado experimenta relajamiento. Existen dos etapas para el cálculo de esta pérdida (durante y después de la transferencia), y la relajación total deberá tomarse como la suma de ambas pérdidas. En la etapa de transferencia, en miembros pretensados, la pérdida por relajación en el acero de presfuerzo de baja relajación, inicialmente tensado arriba de 0.5fsr, puede tomarse como:

$$CR_{S \text{ inst}} = \frac{\log t}{40} \left(\frac{f_{si}}{f_s} - 0.55 \right) f_{si}$$

donde: t = Tiempo Estimado Desde el Tensado hasta la Transferencia, horas
 f_{si} = Esfuerzo en el Tendón al Final del Tensado, kg/cm²
 f_s = Esfuerzo Resistente del Acero de Presfuerzo (f_{sr}), kg/cm²

Para torones que no sean de baja relajación $CR_{S \text{ inst}}$ debe multiplicarse por 4.

Las pérdidas debido a la relajación diferida del acero de presfuerzo, ésta se da después de la transferencia pueden tomarse como;

para elementos pretensados:

$$CR_{S \text{ difer}} = 1400 - 0.4ES - 0.2(SH + CR_C)$$

y para elementos postensados:

$$CR_{S \text{ difer}} = 1400 - 0.3FR + 0.4ES - 0.2(SH + CR_C) \text{ en Torones}$$

$$CR_{S \text{ difer}} = 1250 - 0.3FR + 0.4ES - 0.2(SH + CR_C) \text{ en Alambres}$$

$$CR_{S \text{ difer}} = 210 \text{ kg/cm}^2 \text{ en Barras}$$

Para aceros de baja relajación (Lo-Lax) se deberá usar el 30 por ciento de $CR_{S \text{ difer}}$.



6.3 RESISTENCIA A FLEXIÓN

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

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

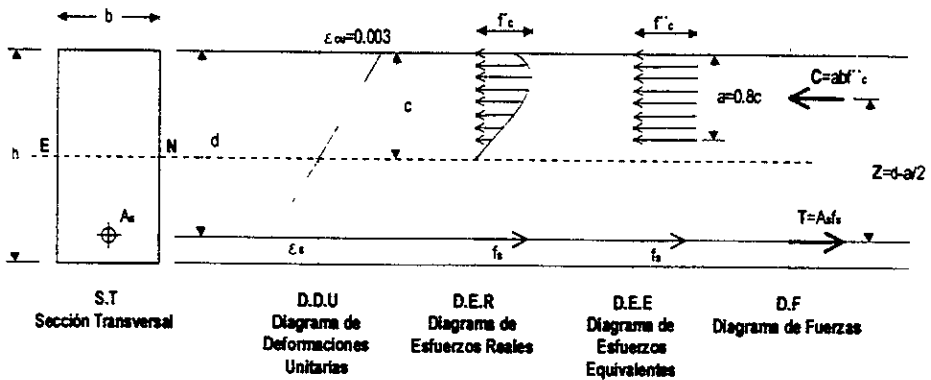


Figura 6.11 Resistencia última en un elemento de sección rectangular

Para calcular la resistencia de un elemento de concreto presforzado se deben considerar las siguientes hipótesis:

- 1 La distribución de deformaciones unitarias longitudinales, ϵ , en cada sección transversal de un elemento es plana
- 2 Hay adherencia perfecta entre el concreto y los aceros de presfuerzo y de refuerzo ($\epsilon_c = \epsilon_{sp} = \epsilon_s$)
- 3 Se desprecia la resistencia del concreto a la tensión



- 4 La deformación unitaria del concreto a la compresión cuando se alcanza la resistencia es $\epsilon_{max} = \epsilon_{cu} = 0.003$
- 5 La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto cuando se alcanza la resistencia es uniforme, con una profundidad $a = 0.8c$, donde c es la distancia al eje neutro, y un ancho dado por $f'c$ en los siguientes términos

$$f'c = 0.85f^*c \quad \text{si } f^*c \leq 250 \text{ kg/cm}^2$$
$$f'c = \left(1.05 - \frac{f^*c}{1250}\right) f^*c \quad \text{si } f^*c > 250 \text{ kg/cm}^2$$

donde $f'c = 0.8f^*c$

6.3.1 Índice de Presfuerzo

Con el objeto de simplificar o precisar algunos cálculos dependiendo de la cantidad de acero de presfuerzo y refuerzo que dan la resistencia al elemento, las NTC definen el índice de presfuerzo como la relación siguiente:

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

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

6.3.2 Esfuerzo en el Acero de Presfuerzo al Momento de la Falla

Para conocer la resistencia del elemento es necesario saber el esfuerzo f_{sp} cuando se alcanza la resistencia de dicho elemento. Por las características esfuerzo-deformación de los tendones, pequeños cambios en la deformación del mismo siempre están ligados con cambios en el esfuerzo, sobre todo cerca de la ruptura. Por ello, f_{sp} depende del estado de deformación del presfuerzo.

La manera de calcular f_{sp} es a partir de las hipótesis de diseño y del estado de equilibrio. Este es un proceso iterativo que converge fácilmente. Sin embargo, las NTC-C permiten calcular de manera aproximada este esfuerzo siempre y cuando el $f'c$ del concreto no sea



mayor que 350 y el presfuerzo efectivo, f_{se} , sea mayor o igual que la mitad del esfuerzo resistente f_{sr} . La expresión es la siguiente

$$f_{sp} = f_{sr} \left[1 - \frac{1}{2} (q_p + q - q') \right]$$

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

$$q_p = \frac{P_p f_{sr}}{f_c} \quad q = \frac{p f_y}{f_c} \quad q' = \frac{p' f_y}{f_c}$$

con los siguientes porcentajes o cuantías de acero

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

En donde b es el ancho de la sección rectangular. La cantidad $(q_p + q - q')$ no se tomará menor que 0.17, y d' (la distancia entre la fibra extrema a compresión y el centroide del acero a compresión) no se supondrá mayor que $0.15 d_p$.

6.3.3 Momento Resistente

En el diseño se debe garantizar que el momento último sea menor o igual al momento resistente de la sección, es decir:

$$M_u \leq M_R$$

o bien:

$$FC M_T \leq F_R M_n$$

- donde:
- M_u = Momento Actante Ultimo
 - M_T = Momento Actante de Trabajo o de Servicio
 - FC = Factor de Carga
 - M_R = Momento Resistente
 - M_n = Momento Nominal Resistente
 - F_R = Factor de Reducción de Resistencia (0.9 para Flexión)



■ En Vigas Rectangulares

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

$$C = a b f'_c$$
$$T = T_{sp} + T_s$$

La fuerza de tensión está dada por los aceros

$$T_{sp} = A_{sp} f_{sp}$$
$$T_s = A_s f_y$$

con áreas A_{sp} y A_s para presfuerzo y refuerzo, respectivamente, y f_y es el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo. El momento resistente está dado por la suma de momentos internos en la sección. Una forma de obtenerlos es como sigue:

$$M_R = F_R (T_{sp} z_{sp} + T_s z_s)$$

donde:

$$z_{sp} = d_{sp} - a/2$$
$$z_s = d_s - a/2$$

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

$$T = C \text{ o bien}$$
$$A_s f_y + A_{sp} f_{sp} = a b f'_c$$

de donde

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

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA



Finalmente

$$M_R = F_R \left[T_{sp} \left(d_{sp} - \frac{a}{2} \right) + T_s \left(d_s - \frac{a}{2} \right) \right]$$

■ En Secciones T

Un alto porcentaje de las secciones de los elementos presforzados son T o similares. El ancho efectivo, b_e , estará dado por la menor de las siguientes dimensiones:

$$b_e \leq \begin{cases} \frac{L}{4} \\ \overline{CC} \\ 16t_f + t_w \end{cases}$$

En donde L es el claro del elemento, \overline{CC} distancia centro a centro del elemento más cercano y; t_f y t_w son el espesor del patín y el alma respectivamente.

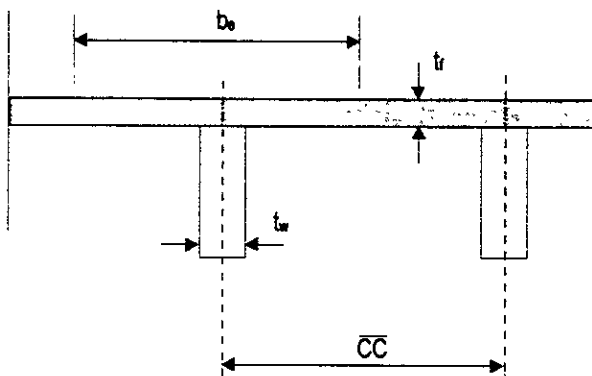


Figura 6.12 Cálculo del ancho efectivo en una sección T

Una sección T trabajará como sección rectangular si la altura del bloque de compresiones, a , es menor que el espesor total del patín, t_f (Figura 6.12). De ser así, el momento resistente deberá obtenerse como se indicó en la sección anterior, en caso contrario, deberá procederse de la siguiente manera.



Podemos establecer que la fuerza total de compresión en el concreto estará dada por la suma de la fuerza en el patín, C_f , más otra fuerza que se genera en el alma, C_w , dadas por:

$$\begin{aligned} C_f &= (b_o - t_w)t_f f'_c \\ C_w &= a t_w f'_c \end{aligned}$$

En las ecuaciones anteriores C_f es conocido directamente. Al hacer compatibles las fuerzas de tensión y compresión

$$T = C = C_f + C_w$$

consecuentemente se puede obtener el valor C_w

$$C_w = T - C_f, \text{ donde } T = A_{sp} f_{sp}$$

además se obtiene el valor a

$$a = \frac{A_{sp} f_{sp} - (b_o - t_w)t_f f'_c}{t_w f'_c}$$

o bien

$$a = \frac{A_{sp} f_{sp} + b_o t_f f'_c}{t_w f'_c} + t_f$$

y finalmente el momento resistente vale

$$M_R = F_R \left[C_f \left(d_{sp} - \frac{t_f}{2} \right) + C_w \left(d_{sp} - \frac{a}{2} \right) \right]$$

■ Secciones Compuestas

Para el cálculo del M_R de elementos presforzados con sección compuesta, deberá considerarse el f'_c del concreto de esa sección compuesta ya que allí es donde se encuentra la fuerza de compresión. Este f'_c debe tomarse en cuenta, inclusive, para el cálculo de f_{sp} . En caso de que el peralte del bloque de compresiones, a , sea mayor que el espesor del firme,



se podrá proceder considerando dos fuerzas de compresión, una conocida, C_{firme} , y otra por conocer, C_{trabe} :

$$\begin{aligned} C_{firme} &= b_e t_{firme} f'_c f_{firme} \\ C_{trabe} &= (a - t_{firme}) b_e f'_c f_{trabe} \end{aligned}$$

En las ecuaciones anteriores C_{firme} es conocido directamente. Y al hacer compatibles las fuerzas de tensión y compresión

$$T = C = C_{firme} + C_{trabe}$$

consecuentemente se puede obtener el valor C_{trabe}

$$C_{trabe} = T - C_{firme}, \text{ donde } T = A_{sp} f_{sp}$$

de aquí se obtiene el valor $a - t_{firme}$

$$a - t_{firme} = \frac{A_{sp} f_{sp} - b_e t_{firme} f'_c f_{firme}}{b_e f'_c f_{trabe}}$$

y finalmente el momento resistente vale

$$M_R = F_R \left[C_{firme} \left(d_{sp} - \frac{t_{firme}}{2} \right) + C_{trabe} \left(d_{sp} - \frac{a - t_{firme}}{2} \right) \right]$$

6.3.4 Revisión de la Ductilidad

En el diseño de un elemento se debe garantizar un comportamiento francamente dúctil por lo que se deberá cumplir con lo siguiente:

■ Límite Inferior (Acero Mínimo)

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

$$M_R \geq (1.5 - 0.3 I_p) M_{AG}$$



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

Para evaluar M_{AG} se usará el módulo de ruptura no reducido:

$$f_t = 2\sqrt{f'_c}$$

■ Límite Superior

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:

$$\epsilon_{sp} \geq 1.33 \epsilon_{yp}$$

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

6.4 RESISTENCIA A CORTANTE

Las vigas de concreto presforzado generalmente poseen refuerzo para resistir cortante con la finalidad de asegurar que la falla por flexión, la cual puede predecirse con menos incertidumbre y viene precedida por el agrietamiento y grandes deflexiones, ocurrirá antes que la falla por cortante que es súbita y más difícil de predecir.

6.4.1 Tipos de Grietas

Un elemento de concreto puede agrietarse de varias formas como se indica en la Figura 6.13. Las grietas por flexión-cortante se presentan después de que han ocurrido las grietas debidas a flexión que se extienden verticalmente partiendo desde la fibra con mayor tensión. Cuando se presenta una combinación crítica de esfuerzos de flexión y cortante, la grieta toma una dirección inclinada. Si no se proporciona suficiente refuerzo en el alma dicha grieta producirá una falla por compresión-cortante, en la cual la fuerza de compresión resistente en el concreto se ve disminuida por la presencia de la grieta diagonal.

La grieta por cortante puede ocurrir cerca de los apoyos en vigas altamente presforzadas con almas relativamente delgadas. Este tipo de grietas se inicia en el alma, sin previo agrietamiento por flexión, cuando la tensión principal en el elemento iguala a la resistencia de tensión del concreto.



Este tipo de peligro en el alma conduce a la formación súbita de una gran grieta inclinada, y si no se encuentra refuerzo en el alma, conducirá a la falla de la viga que puede ser de tres maneras.

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

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

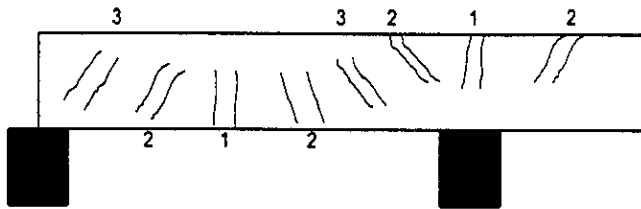


Figura 6.13 Grietas en un elemento de concreto reforzado o presforzado:
(1) Flexión, (2) Flexión-cortante y, (3) Cortante

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

$$V_{neta} = V_{cargas} - V_{Py}$$

En general, en un elemento presforzado se debe revisar el cortante en las siguientes secciones, ilustradas en la Figura 6.14.

- a) A $h/2$ del paño
- b) Donde terminan los cables por falta de adherencia, desvío, etc
- c) En lugares donde existan cargas concentradas
- d) En diferentes longitudes de la trabe, como $L/4$, $L/8$, para lograr tener una mayores separaciones de estribos

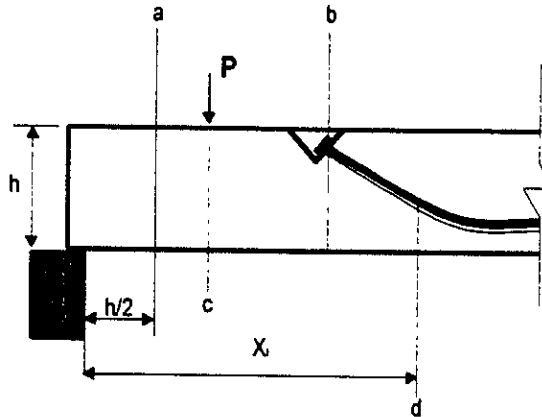


Figura 6.14 Secciones donde se debe revisar el cortante

6.4.2 Diseño por Cortante Vertical o Tensión Diagonal

En el diseño por cortante vertical se ha de cumplir a lo largo del elemento con la siguiente condición:

$$V_u \leq V_R = F_R \cdot V_n$$
$$V_u = \text{Fuerza Cortante Última}$$
$$F_R = 0.80$$
$$V_R = V_{cR} + V_s$$

OBTENCIÓN DEL CORTANTE RESISTENTE V_{cR} :

En secciones con presfuerzo total, donde los tendones estén adheridos y no estén situados en la zona de transferencia, la fuerza V_{cR} se calculará con la expresión:

$$V_{cR} = F_R b d \left(0.15 \sqrt{f'_c} + 50 \frac{V d_p}{M} \right)$$

en donde $F_R=0.8$, M y V son el momento flexionante y la fuerza cortante que actúan en la sección, y d_p es la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de todos los tendones de presfuerzo, incluyendo los que no se encuentren en la zona de tensión y debe ser menor o igual a d . El peralte efectivo, d , es la distancia de la fibra extrema en compresión



al centroide de los tendones de presfuerzo situados en la zona de tensión, sin que tenga que tomarse menor que 0.8 veces el peralte total. Sin embargo, V_{CR} cumplirá con:

$$0.5F_R db \sqrt{f^*c} \leq V_{CR} \leq 1.3F_R bd \sqrt{f^*c}$$

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

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

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

En la Figura 6.15 se muestra el valor de b' para algunas secciones tipo.

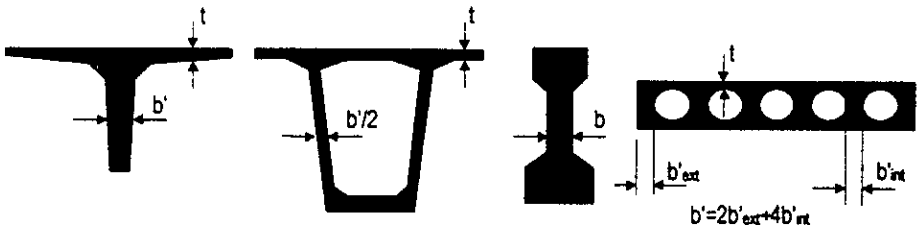


Figura 6.15 Algunas secciones de elementos presfzados tipo en donde se indica el ancho para cortante, b' , y el espesor del patín, t

REFUERZO POR TENSION DIAGONAL, V_s

Para el caso de algunas losas como las extruidas o alveolares y algunas secciones T sin refuerzo, el cortante que resiste el concreto deberá ser mayor que el cortante último debido a las cargas. Para el resto de los elementos que si tienen refuerzo, la diferencia entre V_{CR} y V_u puede ser tomada con estribos.

Estos estribos perpendiculares al eje de la pieza, deberán ser de acero de refuerzo de grado no menor que el 42 (4200 kg/cm²) y diámetro mayor o igual al número 2, o por malla de alambre electrosoldado cuyo esfuerzo de fluencia no se tomará mayor que 4200 kg/cm². Cuando $V_u > V_{CR}$, se requerirá refuerzo por tensión diagonal, y la separación, s , se determinará como sigue:



$$S = \frac{F_R A_v f_y d (\sin\theta + \cos\theta)}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5b}$$

A_v es el área transversal del refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia s y θ es el ángulo que dicho refuerzo forma con el eje de la pieza.

Para vigas con presfuerzo total, la separación de estribos deberá cumplir con:

$$s > 5 \text{ cm}$$

$$\text{si } V_u > V_{CR}, \text{ pero } V_u \leq 1.5F_R b d \sqrt{f^*c} \Rightarrow s \leq 0.75h$$

$$\text{Si } V_u > 1.5F_R b d \sqrt{f^*c} \Rightarrow s \leq 0.37h$$

$$\text{Nunca } V_u > 2.5F_R b d \sqrt{f^*c}$$

Si $h > 70 \text{ cm}$ o $h/b > 6$, V_{CR} se decrementa 30% por cada concepto

6.4.3 Diseño por Cortante Horizontal

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

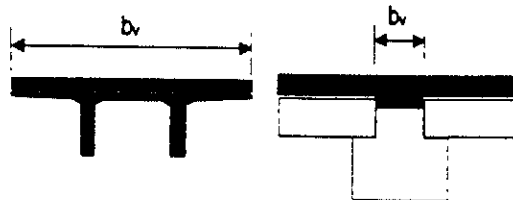
Si la resistencia especificada, el peso volumétrico u otras propiedades del concreto de los elementos componentes son distintos, deben tomarse en cuenta estas diferencias al diseñar, o usarse las propiedades más desfavorables.

Deberán tenerse especial precaución y tomarse en cuenta los efectos del apuntalamiento sobre las deflexiones y el agrietamiento.

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

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

donde V_u es la fuerza cortante de diseño y b_v es el ancho del área de contacto.



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

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

Cuando el esfuerzo cortante de diseño exceda de 25 kg/cm^2 , el diseño por cortante horizontal se hará de acuerdo con los criterios de cortante por fricción.

Para que sean válidos los esfuerzos prescritos en 2 y 3 anteriores, deben usarse conectores formados por barras o estribos normales al plano de contacto. El área mínima de este refuerzo será $3/f_y$ veces el área de contacto (f_y en kg/cm^2). Su espaciamiento no excederá de seis veces el espesor del elemento colado en el lugar ni de 60 cm. Además, los conectores deben anclarse en ambos componentes del elemento compuesto de modo que en el plano de contacto puedan desarrollar no menos del 80 por ciento de su esfuerzo de fluencia. Los estribos y varillas de las aletas se dejan salidos para hacer la función de conector.



6.5 REQUISITOS COMPLEMENTARIOS

6.5.1 Refuerzo por Cambios Volumétricos (Por Temperatura)

Cuando el peralte de la viga rebase 75 cm (Algunos investigadores recomiendan a partir de 60cm) debe proporcionarse refuerzo longitudinal por cambios volumétricos. Las NTC-C especifican que en toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural sea mayor que 1.50 m, el área de refuerzo que se suministre no será menor que:

$$a_s = \frac{66\,000 X_1}{f_y (X_1 + 100)} \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

donde: a_s = Área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera, por unidad de ancho de la pieza (cm²/m). El ancho mencionado se mide perpendicularmente a dicha dirección y a X_1

X_1 = Dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo, en cm

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

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

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

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

Debe aumentarse la cantidad de acero no menos de 1.5 veces la antes prescrita, o tomarse otras precauciones en casos de contracción pronunciada (por ejemplo en morteros neumáticos) de manera que se evite agrietamiento excesivo. También, cuando sea particularmente importante el buen aspecto de la superficie del concreto.

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



6.5.2 Separación y Recubrimiento del Acero

Debe tenerse especial cuidado en el adecuado recubrimiento de los tendones de presfuerzo, ya que éste es muy vulnerable a la corrosión y oxidación. Las NTC-C 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 trabes 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. Si los elementos estructurales son colados contra el suelo, el recubrimiento libre mínimo será 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 corrosivos, que tengan contacto con los elementos estructurales.

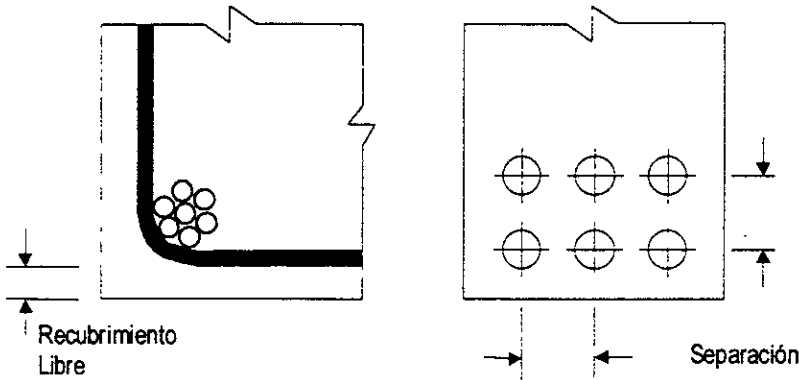


Figura 6.16 Recubrimiento libre y separación de varillas y tendones.

La separación libre, S_i , entre tendones para pretensado en los extremos del miembro no deben ser menor de

$$S_i \geq 4 \varnothing, \text{ para alambres}$$

$$S_i \geq 3 \varnothing, \text{ para torones}$$



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.

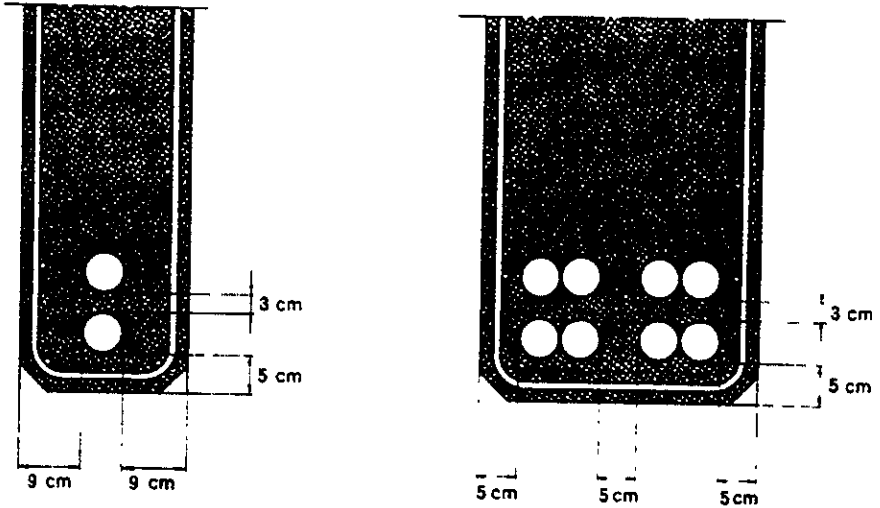


Figura 6.17 Separaciones y recubrimientos mínimos en ductos para sistemas postensados (Recomendaciones VSL).

6.5.3 Longitud de Desarrollo y de Anclaje

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:

$$L_d = 0.014(f_{sp} - 0.67 f_{se}) d_b$$

donde f_{sp} es el esfuerzo en el torón cuando se alcanza la resistencia del elemento, f_{se} es el presfuerzo efectivo y d_b es el diámetro del torón en cm. El valor de L_d se debe incrementar al doble cuando el torón esté encamisado y cuando en condiciones de servicio existan tensiones en el elemento. L_d para alambres lisos será de 100 diámetros. Para torones es muy común usar una L_d igual a $50d_b$.



6.5.4 Trayectorias de Elementos Postensados

Las siguientes son algunas de las trayectorias más comunes que siguen los tendones de postensado en vigas.

CIRCULAR

Se debe fijar un radio de tal manera que la trayectoria pase por los puntos deseados. Debido a las dimensiones de las vigas, las trayectorias circulares solo pueden usarse en tramos cortos y generalmente como transición entre dos trayectorias rectas. El radio mínimo R_{min} debe ser 5 m para evitar pérdidas excesivas por fricción. Así, la altura y a partir de la fibra inferior de la trabe estará en función de dos valores: la altura mínima o el recubrimiento libre y la altura debida a la trayectoria, en función de la distancia x a partir de donde empieza la trayectoria circular

$$y = y_{min} + y' \text{ donde } y' = R_{min} - \sqrt{R_{min}^2 - x^2}$$

PARABÓLICA

Este tipo de curva se utiliza cuando se le quiere desear trayectorias suaves a lo largo de elementos de gran longitud. En este caso la trayectoria estará dada por la siguiente parábola

$$y = a x^2$$

en donde a es una constante que depende de la relación entre la altura de la parábola, p' , y la longitud del elemento, L .

$$y = \frac{4p'}{L^2} x^2 \text{ de aquí que } y' = \frac{8p'}{L^2} x$$

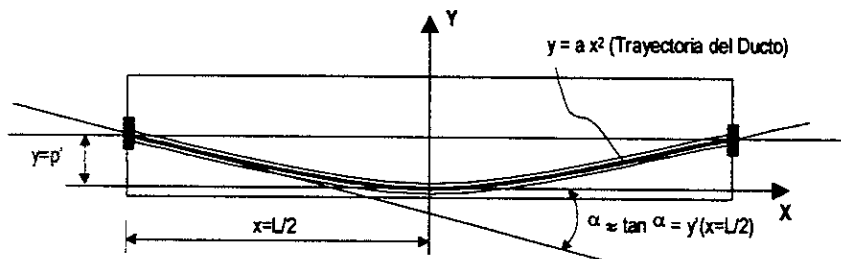


Figura 6.18 Trayectoria parabólica en un elemento postensado.



Capítulo 7

Aspectos Constructivos

La etapa de construcción es sin duda una tarea muy importante, puesto que permite la proyección física de todo proyecto. Dentro del campo de la construcción puede ser considerada la construcción de un puente como una actividad compleja dada la particularidad de cada uno.

7.1 MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

Todos los materiales empleados para fabricar los elementos de concreto a que nos referimos en esta tesis deberán cumplir con la correspondiente Norma Oficial Mexicana (NOM) o Norma Mexicana (NMX).

7.1.1 Concreto

El concreto que se usa para presforzar se caracteriza por tener mayor calidad y resistencia con respecto al utilizado en construcciones ordinarias. Los valores comunes de f_c oscilan entre 350 y 500 kg/cm², siendo muy común el valor de 350 kg/cm². El aumento en calidad generalmente conduce a resultados más económicos ya que permite la reducción de las dimensiones de la sección de los miembros utilizados. Con ello, se logran ahorros significativos en peso propio, y grandes claros resultan técnica y económicamente posibles.

Las deflexiones y el agrietamiento del concreto pueden controlarse y hasta evitarse mediante el presfuerzo. Es posible el uso de aditivos y agregados específicos, especialmente en elementos arquitectónicos. El proporcionamiento del concreto debe hacerse para una resistencia media mayor que la especificada, f_c , para que posibles variaciones en la fabricación del concreto nunca arrojen f_c menor al especificado.

Comportamiento elástico del concreto. Convencionalmente y por razones prácticas, consideramos que la parte ascendente de la gráfica esfuerzo-deformación del concreto exhibe un comportamiento elástico, aunque se sabe que no siempre estas deformaciones son recuperables y la gráfica no es una línea recta perfecta. Esta consideración nos permite



hacer diseños elásticos y fijar un módulo de elasticidad en función de la resistencia del concreto, f'_c .

La NTC-C establece para concretos tipo I que es el empleado en concreto presforzado, el siguiente valor de módulo de elasticidad:

$$E_c = 14000 \cdot \sqrt{f'_c} \quad f'_c \text{ en kg/cm}^2$$

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

Contracción por secado Las mezclas de concreto contienen mayor cantidad de agua que la requerida para la hidratación del cemento. Esta agua libre se evapora con el tiempo. La velocidad y terminación del fraguado dependen de la humedad, la temperatura ambiente y del tamaño y forma del elemento. Uno de los efectos del secado del concreto es la disminución de su volumen lo que provoca pérdidas considerables de la fuerza de presfuerzo. Asimismo, la contracción provoca grietas que deben evitarse con acero de refuerzo y en algunos casos con fibras y aditivos.

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

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

Deformaciones por flujo plástico. Debido a la presencia de esfuerzos permanentes, las partículas que forman el concreto experimentan un reacomodo que modifica las dimensiones de los elementos. A este fenómeno se le conoce como flujo plástico.

El flujo plástico en el concreto depende de la magnitud de las cargas permanentes, de las proporciones de la mezcla, de la humedad, de las condiciones del curado y de la edad del



concreto a la cual comienza a ser cargado. La deformación de compresión ocasionada por el flujo plástico tiene un efecto importante en el presfuerzo provocando una disminución o pérdida de la fuerza efectiva.

Las NTC-C contienen el siguiente valor de coeficiente de deformación axial diferida final, C_1 , igual a 2.4,

$$C_1 = \frac{\delta_f - \delta_i}{\delta_i}$$

en donde δ_f y δ_i son las deformaciones final e inmediata, respectivamente.

7.1.2 Acero

ACERO DE PRESFUERZO

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

■ Alambres

Los alambres individuales se fabrican laminando en caliente lingotes de acero hasta obtener alambres redondos que, después del enfriamiento, pasan a través de troqueles para reducir su diámetro hasta su tamaño requerido. El proceso de estirado, se ejecuta en frío lo que modifica notablemente sus propiedades mecánicas e incrementa su resistencia. Posteriormente se les libera de esfuerzos residuales mediante un tratamiento continuo de calentamiento hasta obtener las propiedades mecánicas prescritas. Los alambres se fabrican en diámetros de 4, 5, 6, 7, 9.40 y 10 mm y las resistencias varían desde 160 hasta 180 kg/mm². Los alambres de 5, 6 y 7 mm pueden tener acabado liso, dentado o tridentado como se muestra en la Figura 7.1.

■ Torones

El torón se fabrica con siete alambres de los cuales el alambre central es recto y los otros seis alambres siguen longitudinalmente una trayectoria helicoidal (Figura 7.2). Las características de los alambres se mencionaron en el párrafo anterior; sin embargo, las propiedades mecánicas mejoran notablemente, sobre todo la adherencia. 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, f_s , de 190 kg/mm² para el grado 270 (270 ksi) y es el



más utilizado actualmente. Los torones pueden obtenerse entre un rango de tamaños que va desde 3/8" hasta 0.6 pulgadas de diámetro, siendo más comunes los de 3/8", 1/2" y 0.6" con áreas nominales de 54.84, 98.71 y 140.0 mm², respectivamente. Actualmente los torones se fabrican de tal manera que se ha reducido la relajación aproximadamente a la mitad por lo que se le conoce como Acero de Baja Relajación o LO-LAX.

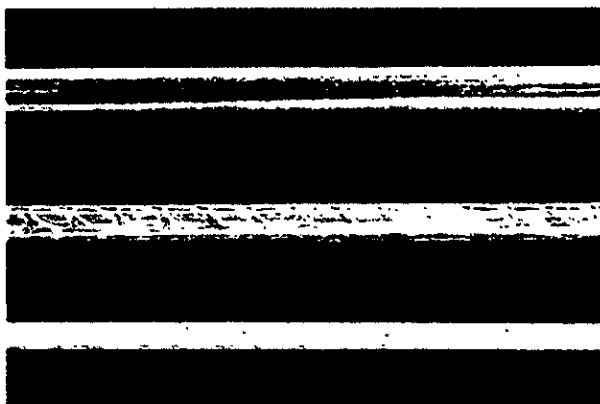


Figura 7.1 Tipos de alambre de presfuerzo: Liso, Tridentado y Dentado.

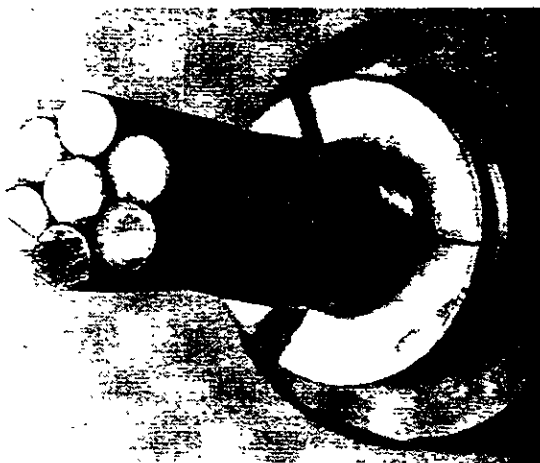


Figura 7.2 Torón utilizado en concreto presforzado.



■ Varillas

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

Características de esfuerzo-deformación del acero de presfuerzo. El acero de presfuerzo no presenta un esfuerzo de fluencia definido. Usualmente en alambres se calcula con una paralela a la parte elástica partiendo de una deformación del 0.2 por ciento. Para alambres redondos lisos el módulo de elasticidad es semejante al del refuerzo ordinario, esto es, alrededor de 2.03×10^6 kg/cm². Para torón y para varillas de aleación el módulo de elasticidad es del orden de 1.96×10^6 kg/cm².

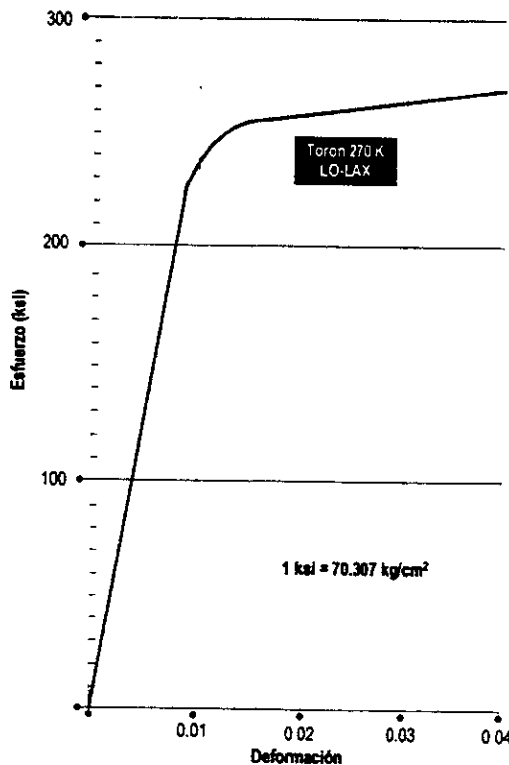


Figura 7.3 Gráfica esfuerzo-deformación para un torón de 270 ksi y baja relajación.



Relajación del acero. Cuando al acero de presfuerzo se le mantiene en tensión experimenta un reacomodo y rompimiento interno de partículas conocido como relajación. Esta relajación debe tomarse en cuenta en el diseño ya que produce una pérdida significativa de la fuerza presforzante. En la actualidad la mayoría de los aceros son de baja relajación (lo-lax) y deben de preferirse sobre los aceros normales para evitar pérdidas excesivas.

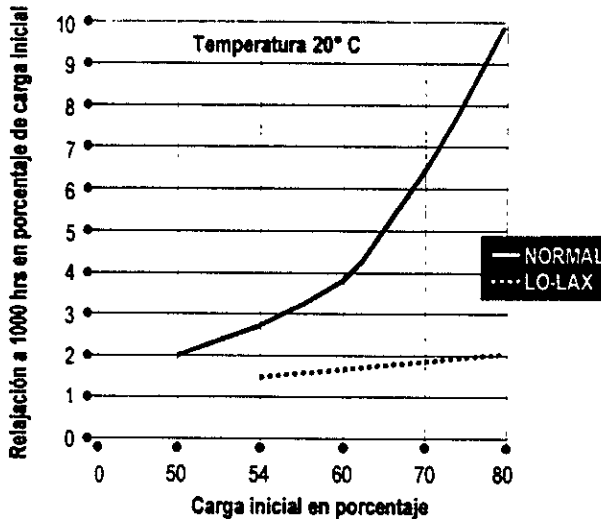


Figura 7.4 Gráficas donde se muestra la ventaja del acero con baja relajación sobre el acero normal.

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



ACERO ESTRUCTURAL

En muchos elementos prefabricados es común el uso de placas, ángulos y perfiles estructurales de acero. Estos son empleados en conexiones, apoyos y como protección. El esfuerzo nominal de fluencia de este acero es de 2530 kg/cm² (A-36).

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 y L y T direcciones longitudinal y transversal, respectivamente. La malla que más se utiliza es la 6x6 - 6/6.

7.2 CURADO DEL CONCRETO

El curado de los elementos de concreto debe mantenerse en un ambiente húmedo por lo menos durante siete días en el caso de cemento normal y tres días si se empleó cemento de resistencia rápida. Estos lapsos se aumentarán adecuadamente si la temperatura desciende a menos de cinco grados centígrados. Cuando la temperatura ambiente durante el colado o poco después sea inferior a 5°C, se tomarán las precauciones necesarias que contrarresten el descenso en resistencia y el retardo en endurecimiento, y se verificará que estas características no hayan sido desfavorablemente afectadas.

Para acelerar la adquisición de resistencia y reducir el tiempo de curado, puede usarse el curado con vapor a alta presión, vapor a presión atmosférica, el calor y humedad, o algún otro proceso que sea aceptado. El proceso de curado que se aplique debe producir concreto que sea equivalente a la obtenida con curado en ambiente húmedo.

CIMBRAS DEJADAS EN SU LUGAR

Las cimbras brindan una protección satisfactoria contra la pérdida de humedad si las superficies expuestas del concreto se conservan húmedas. Una manguera para regar suelos es excelente para lograr esto. Las cimbras se deberán dejar en el concreto el mayor tiempo posible.



Las cimbras de madera dejadas en la obra se deberán mantener húmedas ya sea por medio de riego, especialmente en los climas cálidos y secos. Si esto no se puede realizar, se deberán remover tan pronto esto sea práctico y se deberá comenzar sin ningún retraso algún otro método de curado.

CURADO A VAPOR

El curado al vapor resulta ventajoso en los casos en que sea importante contar con una mejora a edad temprana, en la resistencia del concreto o en los casos en los que se requiera de una cantidad adicional de calor para completar la hidratación, como ocurre en los climas fríos. Se usan dos métodos de curado al vapor:

- Vapor vivo (o directo) a presión atmosférica (para estructuras encerradas, coladas en obra y para unidades grandes de concreto prefabricado)
- Vapor a alta presión en autoclaves (para unidades manufacturadas pequeñas)

El ciclo de curado a vapor consiste en de (1) un retardo antes de aplicar el vapor, (2) un periodo para elevar la temperatura, (3) un periodo para mantener constante la temperatura máxima, y (4) un periodo para disminuir la temperatura. En la Figura 7.5 se muestra un ciclo óptimo de curado al vapor a presión atmosférica.

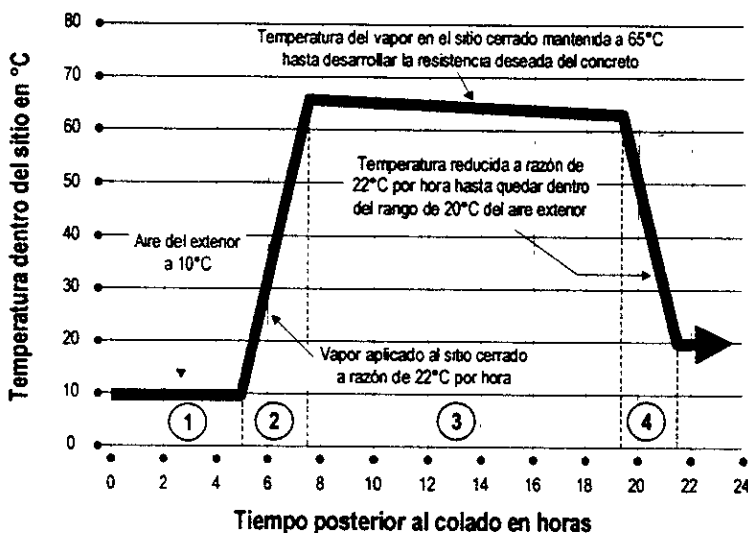


Figura 7.5 Ciclo típico de curado atmosférico al vapor (idealizado).



El curado al vapor a presión atmosférica generalmente se efectúa en un sitio cerrado para minimizar las pérdidas de humedad y calor. Frecuentemente se usan lonas para formar el sitio cerrado. La aplicación del vapor en tal sitio se debe retardar dos horas por lo menos, después del colado final para permitir un cierto endurecimiento del concreto. Sin embargo, con un periodo de 3 a 5 horas de retraso antes de la exposición al vapor se logrará la máxima resistencia a edad temprana, como se muestra en la Figura 7.6. La temperatura del vapor en el sitio cerrado se deberá mantener aproximadamente a 65°C hasta que se haya desarrollado la resistencia deseada del concreto. La resistencia no aumentará de manera significativa si se eleva la temperatura máxima del vapor de 65°C a 80°C. Se debe evitar temperaturas de curado al vapor superiores a 82°C; son antieconómicas y pueden dar como resultado una reducción indebida en la resistencia última.

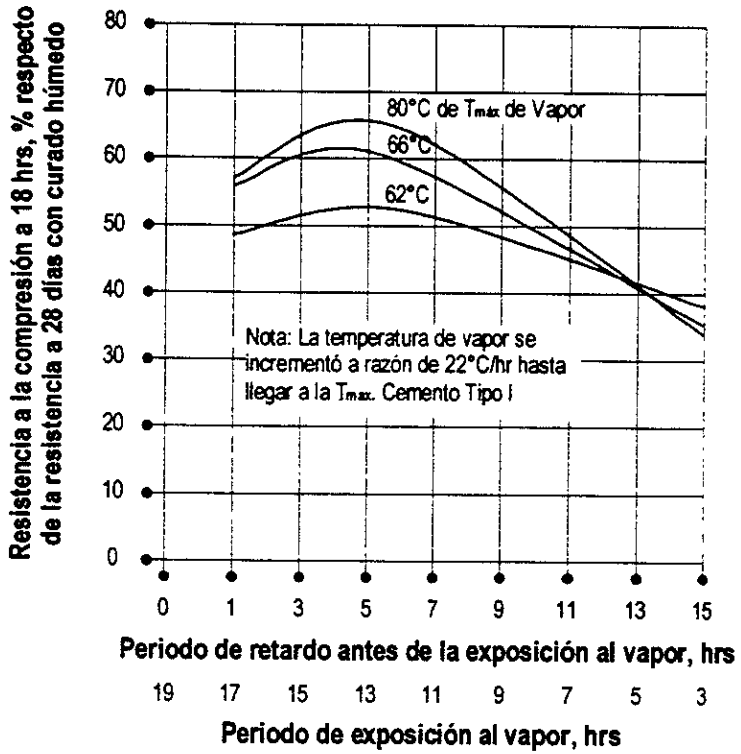


Figura 7.6 Relación entre la resistencia a las 18 horas de edad y el periodo de retardo antes de la exposición al vapor. En cada caso, el periodo de retardo y el periodo de exposición al vapor totalizan 18 horas.



Aparte del incremento de la resistencia a edad temprana, otra de las ventajas de curar el concreto a temperaturas a rededor de 65°C consiste en la reducción de la contracción por secado y del flujo plástico en comparación con los concretos curados a 28 días.

Se debe evitar velocidades excesivas de calentamiento y de enfriamiento para evitar dañar a los elementos debidos a cambios volumétricos. La temperatura en el sitio cerrado que rodea al concreto no deberá ser elevada o disminuida en más de 22°C a 33°C por hora dependiendo del tamaño y de la forma del elemento de concreto. La temperatura del concreto antes del colado se puede elevar hasta 60°C inyectando vapor directo a la mezcla junto con el agua de mezclado, haciendo innecesario tanto el retraso como el periodo de incremento de temperatura. Sin embargo, el tiempo de manejo puede reducirse.

La temperatura máxima de curado en el sitio cerrado deberá mantenerse constante hasta que el concreto haya alcanzado la resistencia deseada. El tiempo que se requiera dependerá de la temperatura del vapor y de la mezcla de concreto en el sitio cerrado.

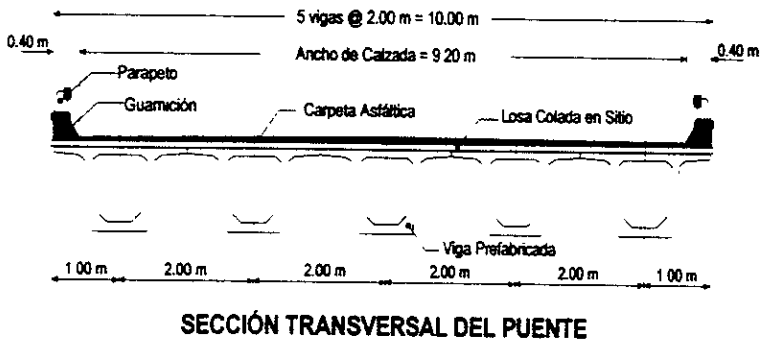
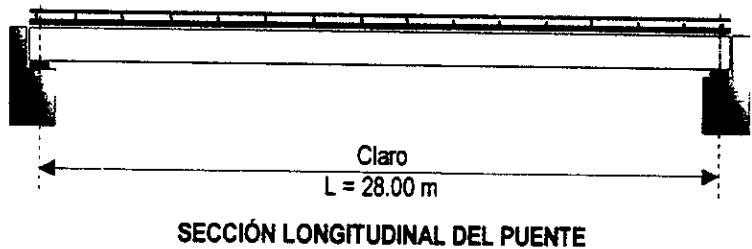


Capítulo 8

Ejemplo

En el presente capítulo se describe paso a paso el análisis y diseño de un puente con elementos presforzados, este ejemplo es un caso típico de los puentes que actualmente se construyen en nuestro país y muy particularmente en nuestra ciudad capital.

8.1 GEOMETRÍA DEL PUENTE





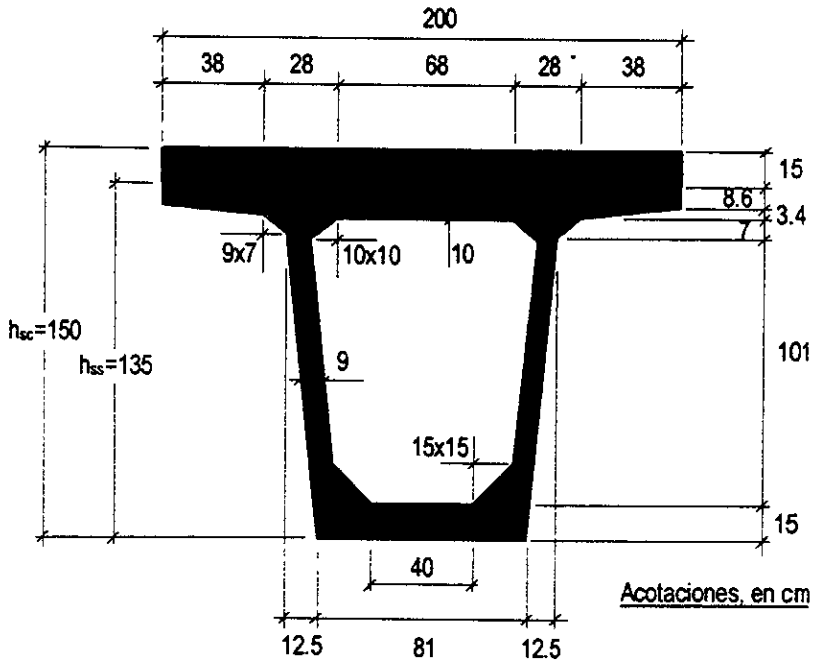
| DATOS BÁSICOS | |
|---------------|---|
| Material | Propiedad |
| Concreto | $f'_c=400 \text{ kg/cm}^2$ (Trabes Cajón) |
| | $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$ (Losa) |
| | $\gamma_c=2400 \text{ kg/m}^3$ |
| Acero | $f'_s=19000 \text{ kg/cm}^2$ (Tendón) |
| | $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ (Barras) |
| Asfalto | $\gamma_{as}=2200 \text{ kg/m}^3$ |

NOTA : En el ejemplo que a continuación se desarrolla se utilizaron las Especificaciones ACI puesto que son más completas y de fácil utilización. Además las NTC son una traducción "complicada" del ACI y no prescribe una forma de calcular las pérdidas en los elementos presforzados.

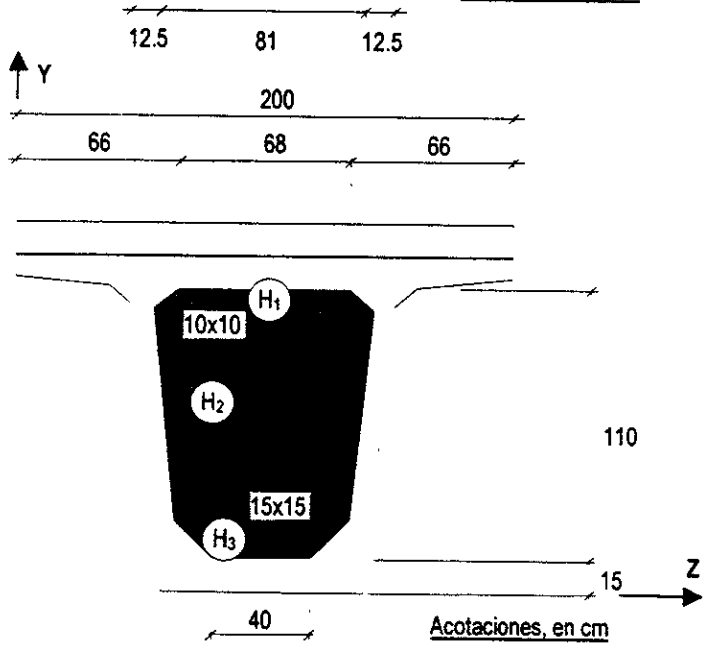
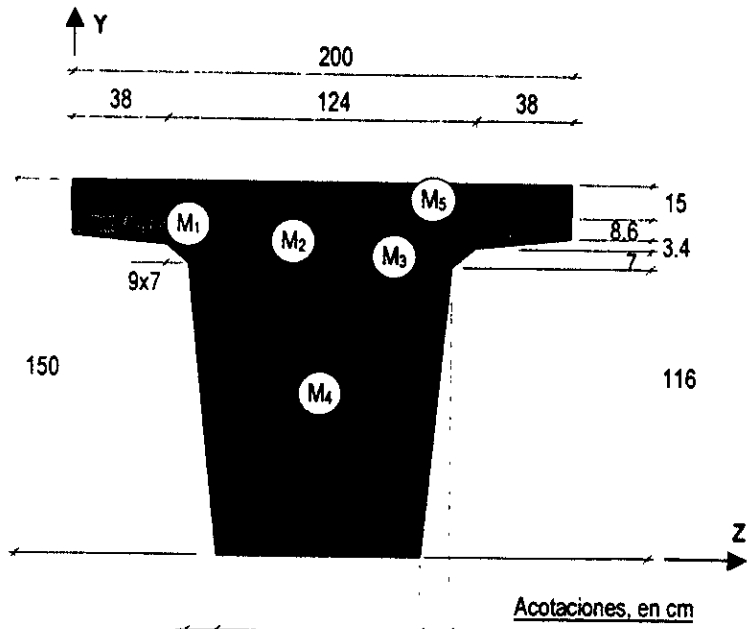


8.2 CÁLCULO DE PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LA SECCIÓN

En el diseño del puente se emplearán como elementos principales cinco traveses sección cajón, las dimensiones de estas se muestran a continuación:



SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA TRABE CAJÓN



**Paso 1:** Cálculo de las Propiedades Geométricas de la Sección Simple

En este cálculo no se incluye la losa colada en el lugar, sólo la Sección de la Trabe Cajón

| Sección Simple | | | | | | |
|----------------|----------------------|----------------------|-----------------------|------------------------------------|-----------------------------------|-------------|
| Elemento | A (cm ²) | Y (cm) | AY (cm ³) | AY ² (cm ⁴) | l ₀ (cm ⁴) | |
| Macizo | M ₁ | 200x8.6=1720 | 130.70 | 224804.00 | 29381882.80 | 10600.93 |
| | M ₂ | 3.4(200+124)/2=550.8 | 124.83 | 68756.36 | 8582856.92 | 520.87 |
| | M ₃ | 7(124+106)/2=805 | 119.59 | 96269.95 | 11512923.32 | 3280.37 |
| | M ₄ | 116(106+81)/2=10846 | 60.58 | 657050.68 | 39804130.19 | 12089524.41 |
| Hueco | H ₁ | 10(68+88)/2=780 | 119.79 | -93436.20 | -11192722.40 | -6464.38 |
| | H ₂ | 85(88+70)/2=6715 | 74.11 | -497648.65 | -36880741.45 | -4025498.68 |
| | H ₃ | 15(70+40)/2=825 | 23.18 | -19123.50 | -443282.73 | -15085.23 |
| E | 5601.80 | | 436672.64 | 40765046.65 | 8056878.29 | |

$$\bar{Y} = \frac{\sum AY}{\sum A} = \frac{436672.64}{5601.80} = 77.952 \text{ cm}$$

$$I_z = \sum I_0 + \sum AY^2 = 8056878.29 + 40765046.65 = 48821924.94 \text{ cm}^4$$

$$I_z = I_z - (\sum A)(\bar{Y}^2) = 48821924.94 - (5601.80)(77.952)^2 = 14782507.11 \text{ cm}^4$$

$$S_1 = \frac{I_z}{Y_i} = \frac{14782507.11}{77.952} = 189636.02 \text{ cm}^3$$

$$S_s = \frac{I_z}{Y_s} = \frac{14782507.11}{(135 - 77.952)} = 259124.02 \text{ cm}^3$$

Paso 2: Cálculo de las Propiedades Geométricas de la Sección Compuesta

Para determinar las propiedades de la sección compuesta, es necesario determinar el ancho de la sección transformada debido a que se tienen dos resistencias distintas, la de trabe y la de losa:

$$b_{\text{transformada}} = n \cdot b_{\text{efectiva}} \quad n = \text{Relación Modular}$$



$$n = \frac{E_{C(\text{losa})}}{E_{C(\text{trabe})}} = \frac{f'_{c(\text{losa})}}{f'_{c(\text{trabe})}} = \frac{250}{400} = 0.79$$

$$D_{\text{transformada}} = 0.79(200 \text{ cm}) = 158 \text{ cm}$$

Al considerar el ancho efectivo del firme se tiene lo siguiente

| Sección Compuesta | | | | | |
|-------------------|----------------------|--------|-----------------------|------------------------------------|-----------------------------------|
| Elemento | A (cm ²) | Y (cm) | AY (cm ³) | AY ² (cm ⁴) | I ₀ (cm ⁴) |
| Trabe | 5601.80 | 77.95 | 436660.31 | 34037671.16 | 14782507.11 |
| Losa | 158x15=2370.00 | 142.5 | 337725.00 | 48125812.50 | 44437.5 |
| E | 7971.8 | | 774385.31 | 82163483.66 | 14826944.61 |

$$\bar{Y} = \frac{\sum AY}{\sum A} = \frac{774\,385.31}{7971.8} = 97.14 \text{ cm}$$

$$I_2 = \sum I_0 + \sum AY^2 = 14826944.61 + 82163483.66 = 96990428.27 \text{ cm}^4$$

$$I_2 = I_2 - (\sum A)(\bar{Y}^2) = 96990428.27 - (7971.8)(97.14)^2 = 21767\,091.73 \text{ cm}^4$$

$$S_1 = \frac{I_2}{Y_i} = \frac{21767091.73}{97.14} = 224\,079.59 \text{ cm}^3$$

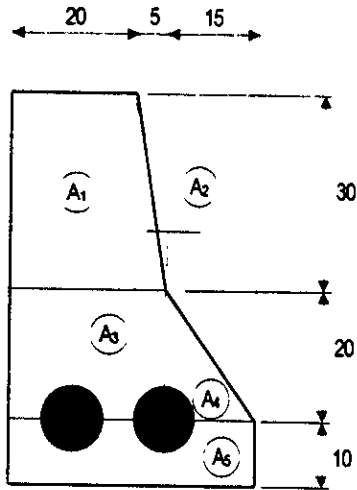
$$S_s = \frac{I_2}{Y_s} = \frac{21767091.73}{(150 - 97.14)} = 411\,787.58 \text{ cm}^3$$

En resumen se tiene:

| Resumen de Propiedades Geométricas de la Trabe Cajón | | | | | | |
|--|----------------------|---------------------|---------------------|----------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| Sección | A (cm ²) | Y _i (cm) | Y _s (cm) | I (cm ⁴) | S _i (cm ³) | S _s (cm ³) |
| SS Simple | 5 602 | 77.95 | 57.05 | 14 782 507 | 189 636 | 259 124 |
| SC Compuesta | 7 972 | 97.14 | 52.86 | 21 767 092 | 224 080 | 411 788 |



Paso 3: Cálculo del Área Transversal de la Guarnición



Acotaciones, en cm

SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA GUARNICIÓN

El área transversal de la guarnición se determina como:

| | | |
|----------------------------|---------------|---------------------------------|
| $A_1 = 20 \times 30$ | $= 600$ | cm^2 |
| $A_2 = (5 \times 30) / 2$ | $= 75$ | cm^2 |
| $A_3 = 25 \times 20$ | $= 500$ | cm^2 |
| $A_4 = (15 \times 20) / 2$ | $= 150$ | cm^2 |
| $A_5 = 40 \times 10$ | $= 400$ | cm^2 |
| Aguarnición | = 1725 | cm^2 |



8.3 ANÁLISIS ESTRUCTURAL POR CARGA VIVA

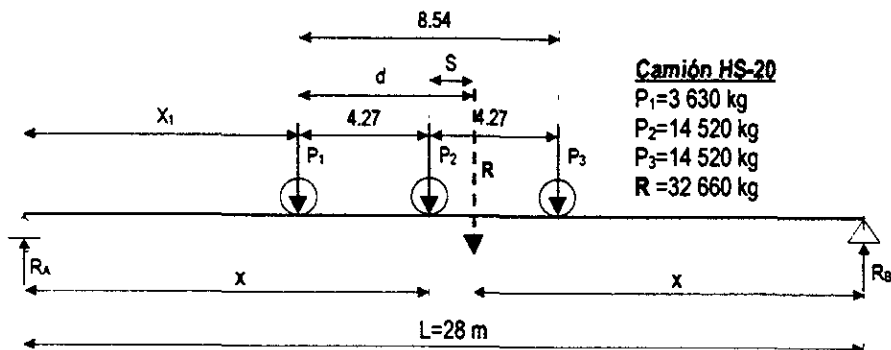
En este análisis se considerará como camiones de diseño el HS-20, el T3-S3 y el T3-S2-R4, cuyas cargas y características se muestran en el capítulo 3 de esta tesis.

8.3.1 Análisis Longitudinal

El análisis longitudinal, permitirá determinar la posición en la cuál se presentarán los elementos mecánicos máximos producidos por los trenes de carga antes mencionados, para puentes simplemente apoyados el momento máximo queda determinado por el concepto de *momento máximo absoluto o maximumum*.

Paso 1: Cálculo del Momento Máximo Absoluto Debido al tren de cargas HS-20

En la D.C.L. siguiente, se muestra el camión HS-20 sobre el claro del puente



Primero, se localiza el Centro de Gravedad de Cargas

$$d = \frac{[14520(4.27 + 8.54)]}{32660} = 5.69 \text{ m}$$

$$S = 5.69 - 4.27 = 1.42 \text{ m}$$

$$x = \frac{L - S}{2} = \frac{28 - 1.42}{2} = 13.29 \text{ m} \quad X_1 = 13.29 - 4.27 = 9.02 \text{ m}$$



Ahora, determinamos la reacción en A por sumatoria de momentos respecto al punto B:

$$R_A = \frac{R \cdot x}{L} = \frac{32660(13.29)}{28} = 15502 \text{ kg}$$

Ídem,

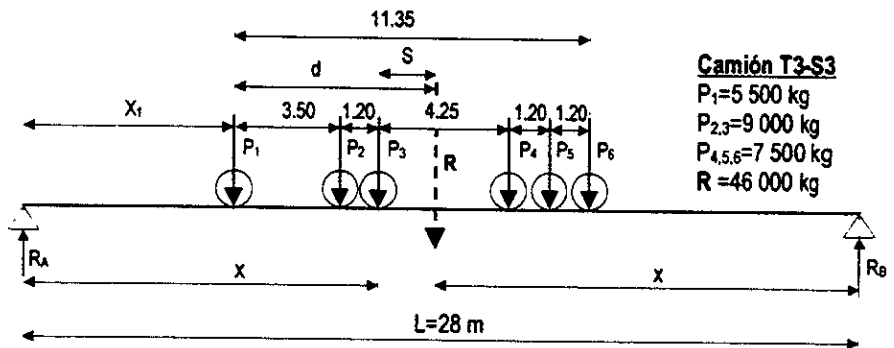
$$R_B = \frac{R(x + S)}{L} = \frac{32660(13.29 + 1.42)}{28} = 17158 \text{ kg}$$

Cálculo del Momento Máximo Maximorum

$$M_{MaxAbs} = R_A \cdot x - P_1 \cdot 4.27 = 15502(13.29) - 3630(4.27) = 190\,521 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\Rightarrow M_{MaxAbs (HS-20)} = 190\,521 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad [X_1=9.02 \text{ m}]$$

Paso 2: Cálculo del Momento Máximo Absoluto Debido al tren de cargas T3-S3



$$d = \frac{[9000(3.50 + 4.70) + 7500(8.95 + 10.15 + 11.35)]}{46000} = 6.57 \text{ m}$$

$$S = 6.57 - 4.70 = 1.87 \text{ m}$$

$$x = \frac{L - S}{2} = \frac{28 - 1.87}{2} = 13.07 \text{ m} \quad X_1 = 13.07 - 3.50 - 1.20 = 8.37 \text{ m}$$

$$R_A = \frac{R \cdot x}{L} = \frac{46000(13.07)}{28} = 21472 \text{ kg}$$



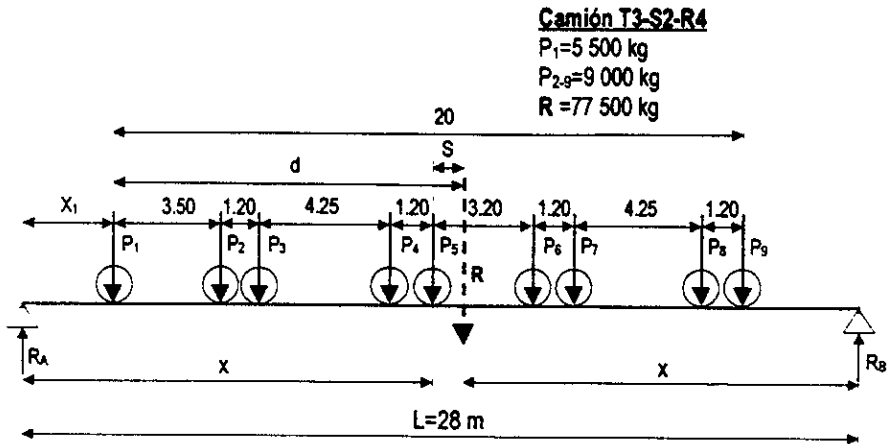
$$R_B = \frac{R(x+S)}{L} = \frac{46000(13.07 + 1.87)}{28} = 24528 \text{ kg}$$

$$M_{\text{MaxAbs}} = R_A \cdot x - P_1 \cdot 4.70 - P_2 \cdot 1.20$$

$$M_{\text{MaxAbs}} = 21472(13.07) - 5500(4.70) - 9000(1.20) = 243\,989 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\Rightarrow M_{\text{MaxAbs}} (T3-S3) = 243\,989 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad [X_1=8.37 \text{ m}]$$

Paso 3: Cálculo del Momento Máximo Absoluto Debido al tren de cargas T3-S2-R4



$$d = \frac{[9000(3.50 + 4.70 + 8.95 + 10.15 + 13.35 + 14.55 + 18.8 + 20)]}{77500} = 10.92 \text{ m}$$

$$S = 10.92 - 10.15 = 0.77 \text{ m}$$

$$x = \frac{L-S}{2} = \frac{28-0.77}{2} = 13.62 \text{ m} \quad X_1=13.62-3.5-1.20-4.25-1.20=3.47 \text{ m}$$

$$R_A = \frac{R \cdot x}{L} = \frac{77500(13.62)}{28} = 37698 \text{ kg}$$

$$R_B = \frac{R(x+S)}{L} = \frac{77500(13.62+0.77)}{28} = 39802 \text{ kg}$$

$$M_{\text{MaxAbs}} = R_A \cdot x - P_1 \cdot 10.15 - P_2 \cdot 6.65 - P_3 \cdot 5.45 - P_4 \cdot 1.20$$

$$M_{\text{MaxAbs}} = 37698(13.62) - 5500(10.15) - 9000(6.65 + 5.45 + 1.20) = 337922 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\Rightarrow M_{\text{MaxAbs (T3-S2-R4)}} = 337\,922 \text{ kg m } [X_1=3.47 \text{ m}]$$

En resumen

| Resumen de Momentos Máximos Absolutos kg m | | |
|--|-----------------------------------|---------|
| Camión | Posición del Primer Eje (X_1) | MMA |
| HS-20 | 9.02 m | 190 541 |
| T3-S3 | 8.37 m | 243 989 |
| T3-S2-R4 | 3.47 m | 337 922 |

Del análisis longitudinal, se observa que el momento máximo absoluto producido por el tren de cargas de diseño T3-S2-R4 es mayor que el provocado por el camión T3-S3, por lo cual el diseño se hará empleando los camiones de diseño T3-S2-R4 y el HS-20.



8.3.2 Análisis Transversal

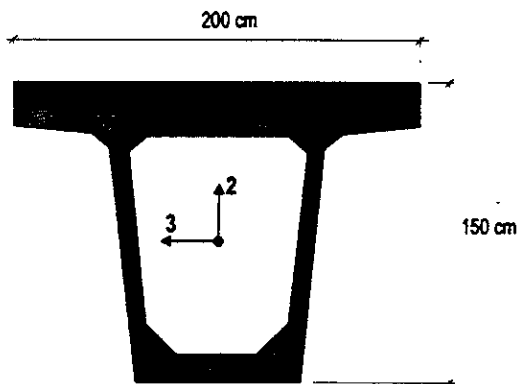
Para hacer este análisis aplicaremos el Método del Emparrillado siendo este uno de los métodos más usuales en la actualidad. Este análisis consiste en establecer un modelo representativo del puente formado por elementos que en conjunto se les aplicarán cargas ubicadas mediante el análisis longitudinal antes realizado. Para realizar este análisis emplearemos un programa de análisis estructural (SAP90).

Se muestra a continuación paso a paso como se hace este análisis.

Paso 1: Proponemos un Modelo Representativo

Este modelo representativo puede verse en las Figuras 7.1, 7.2,y 7.3. En la Figura 7.1 se muestra un modelo del puente formado por elementos ortogonales que formarán un emparrillado plano. El emparrillado lo integran 5 tipos de elementos conectados en los nudos como lo muestra la Figura 7.2. La sección transversal de éstos elementos es la siguiente:

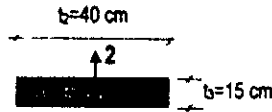
La Sección 1 es el elemento principal del emparrillado como se puede ver en la Figura 7.1.



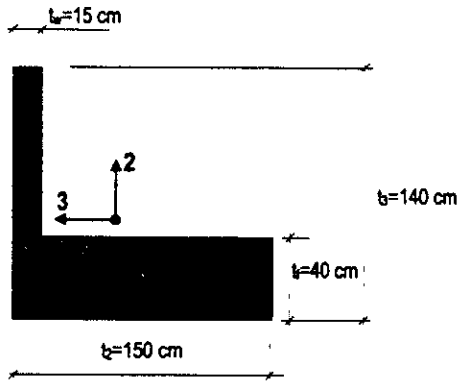
**Sección 1 Elemento Principal
Trabe Cajón**

Las Secciones 2,3,4, y 5 son elementos secundarios que complementan el emparrillado. Cabe hacer la aclaración de que los elementos mecánicos que resulten del análisis estructural sólo podrán ser empleados en el diseño de los elementos principales (Trabes Cajón).

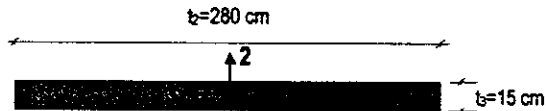
Los datos que se inscriben en la parte inferior de las secciones 2 a 5 son requeridos para preparar el archivo de entrada de datos para el programa SAP90.



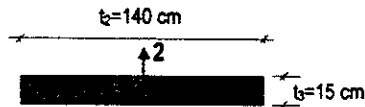
Sección 2 Borde
SH=R T=t₃, t₂=15,40



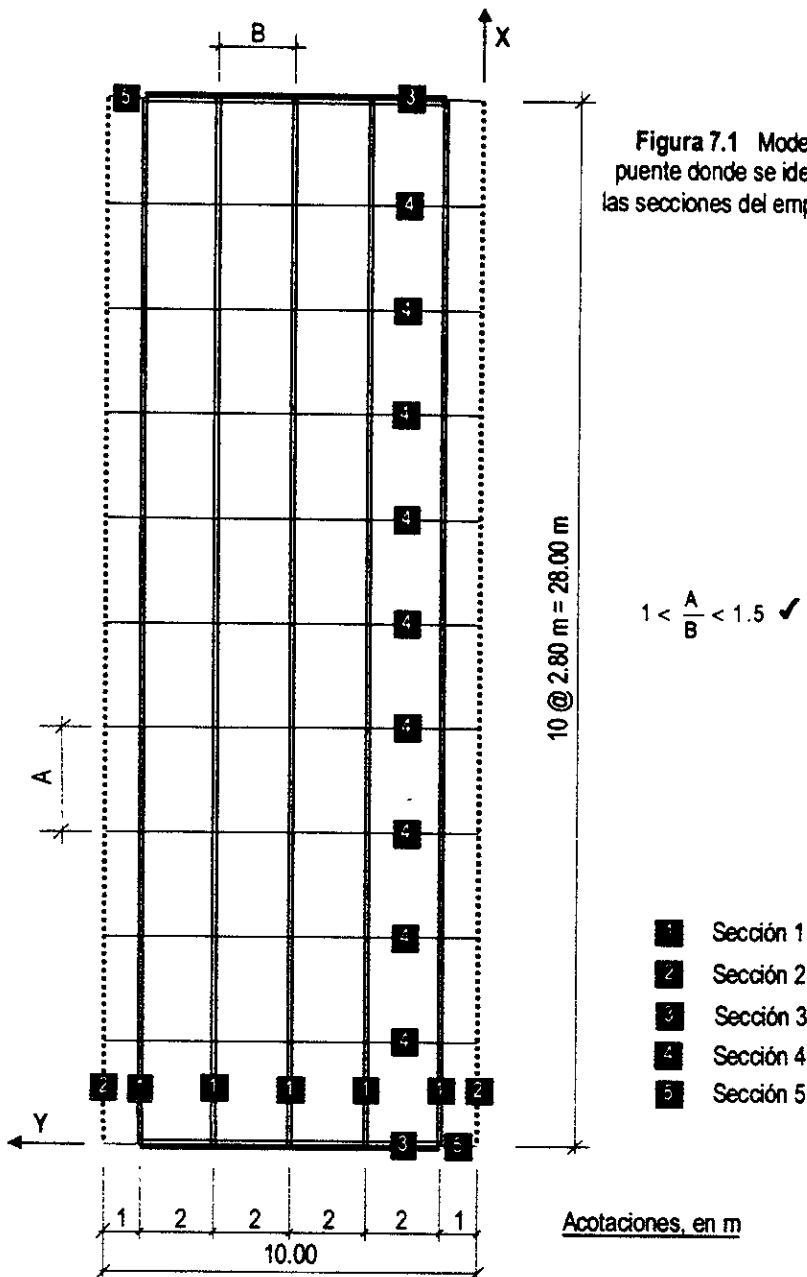
Sección 3 Diafragma Extremo
SH=T L=t₃, t₂, t₄, t_w=140,150,40,15



Sección 4 Losa Intermedia
SH=R T=t₃, t₂=15,280



Sección 5 Losa Extrema
SH=R T=t₃, t₂=15,140



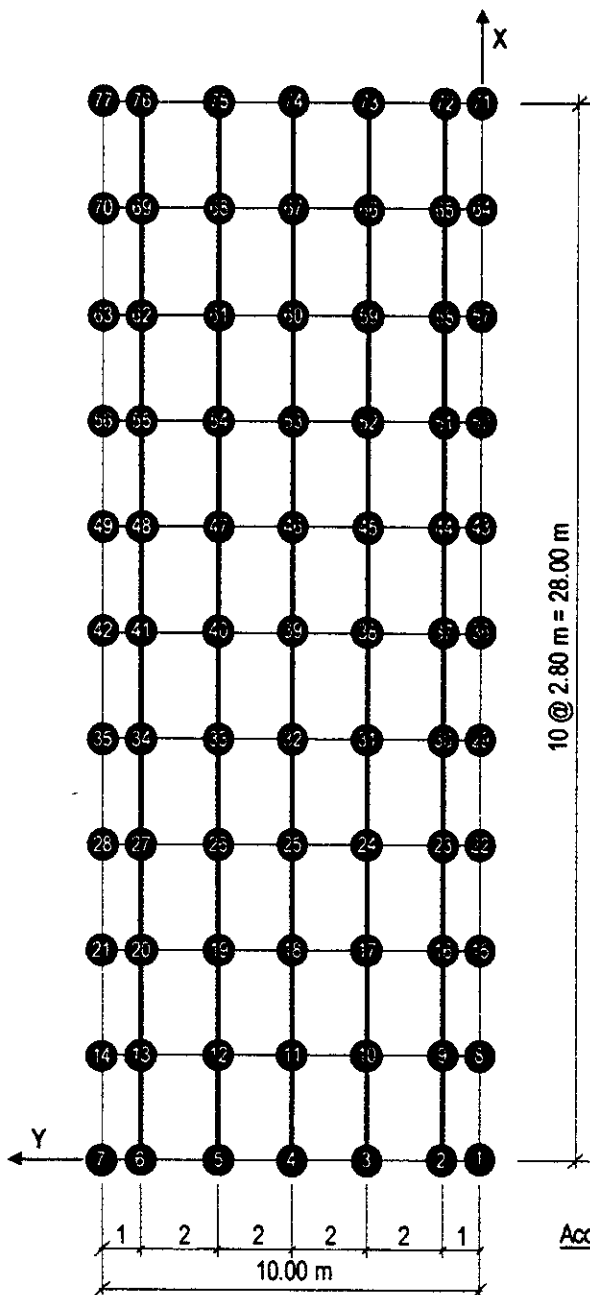


Figura 7.2 Modelo del puente donde se identifican los nudos del emparillado

1 Nudo i

Acotaciones, en m

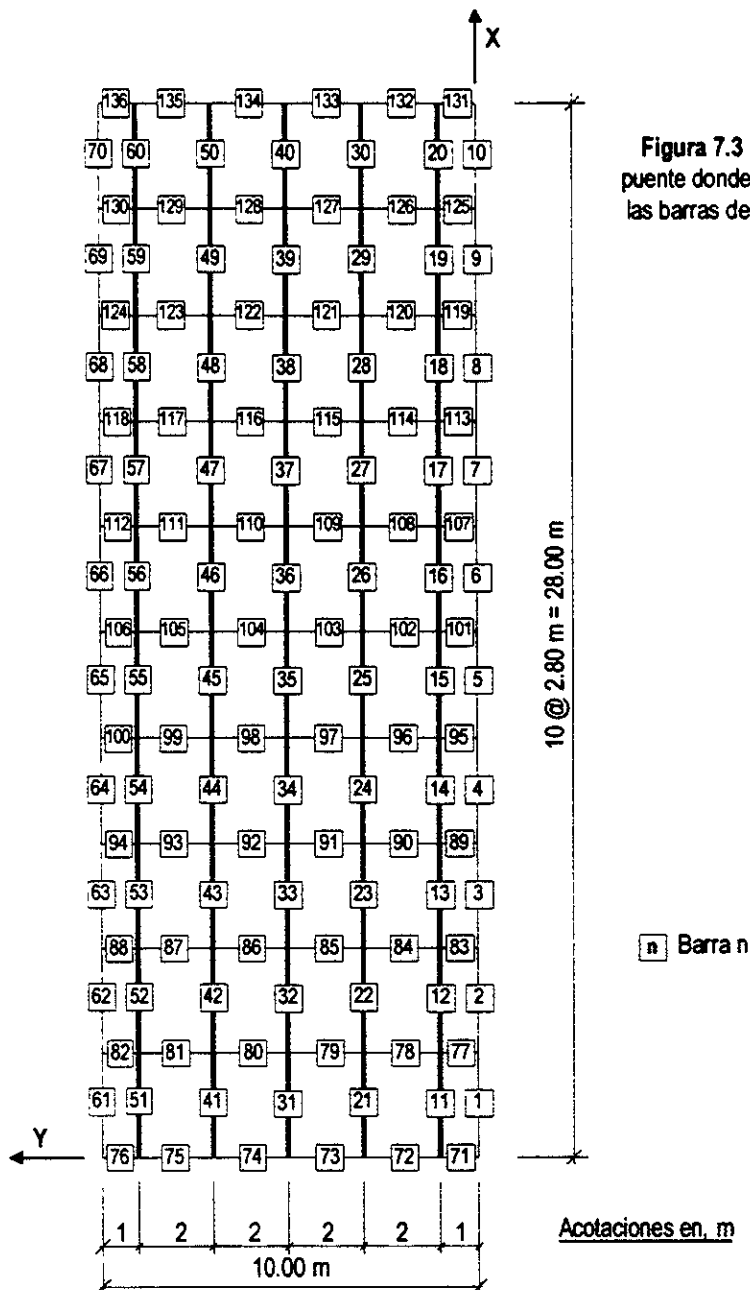


Figura 7.3 Modelo del puente donde se identifican las barras del emparrillado



Paso 2: Posición Transversal de los Camiones de Diseño

Según las normas AASTHO, se considera para diseño la siguiente distribución de espacios entre los camiones de diseño (Figura 7.4):

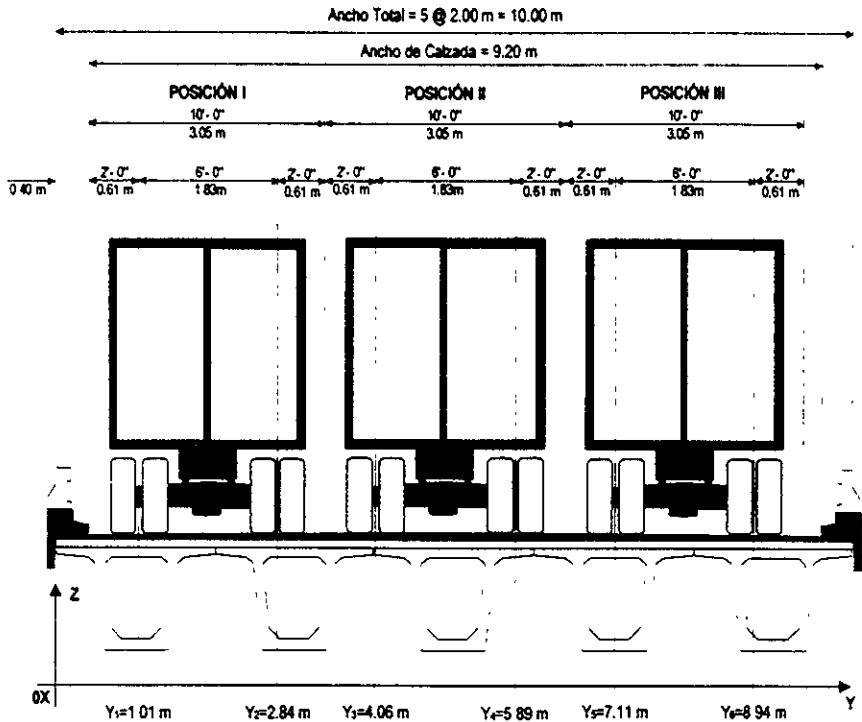


Figura 7.4 Posición transversal de las líneas de carga de los camiones de diseño, según AASTHO

Paso 3: Posición Longitudinal de los Camiones de Diseño

De análisis longitudinal se obtuvo la posición que provoca el Momento Máximo Absoluto para cada tren de cargas, además se determinó que el camión T3-S2-R4 rigió sobre el T3-S3, por lo cual, en el análisis transversal se emplearán como combinaciones los camiones de diseño el T3-S2-R4 y el HS-20 cuyas posiciones son $X_1=9.02$ y $X_1=3.47$ respectivamente.

En las Figuras 7.5 y 7.6 se muestran las posiciones de los camiones de diseño.

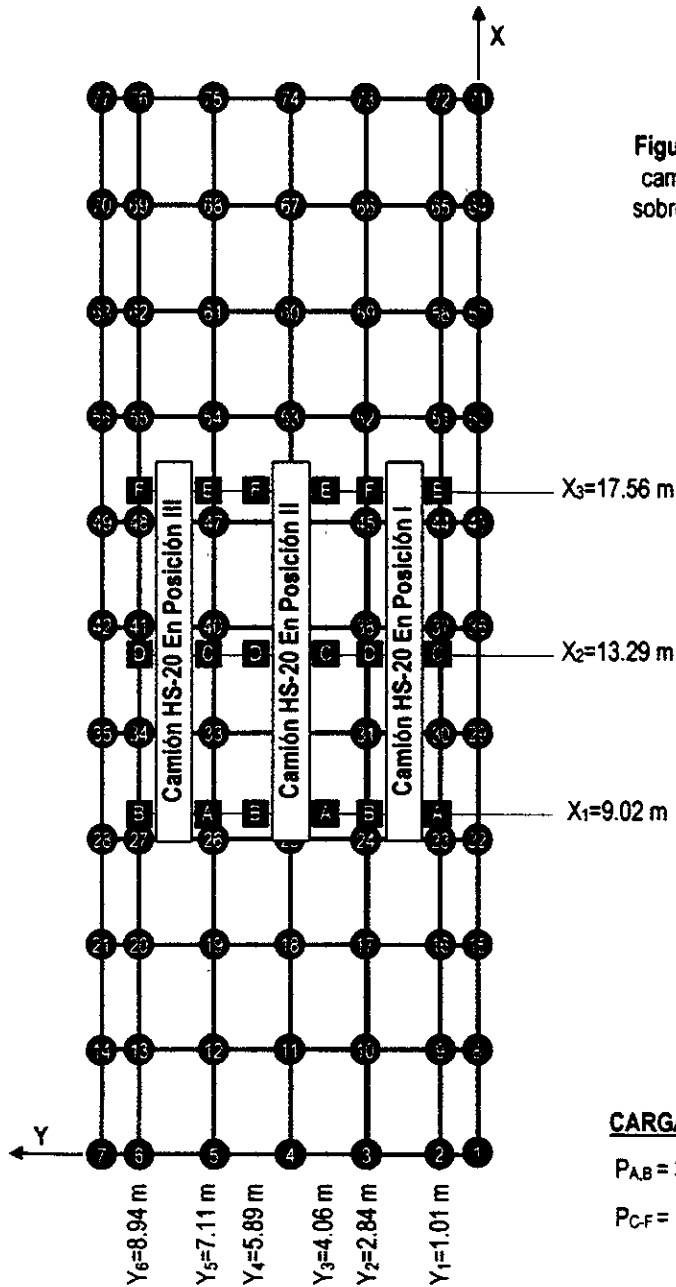


Figura 7.5 Ubicación del camión de diseño HS-20 sobre el emparrillado en la posición I, II y III

CARGA POR RUEDA

$P_{AB} = 3\ 630/2 \text{ kg}$

$P_{CF} = 14\ 520/2 \text{ kg}$

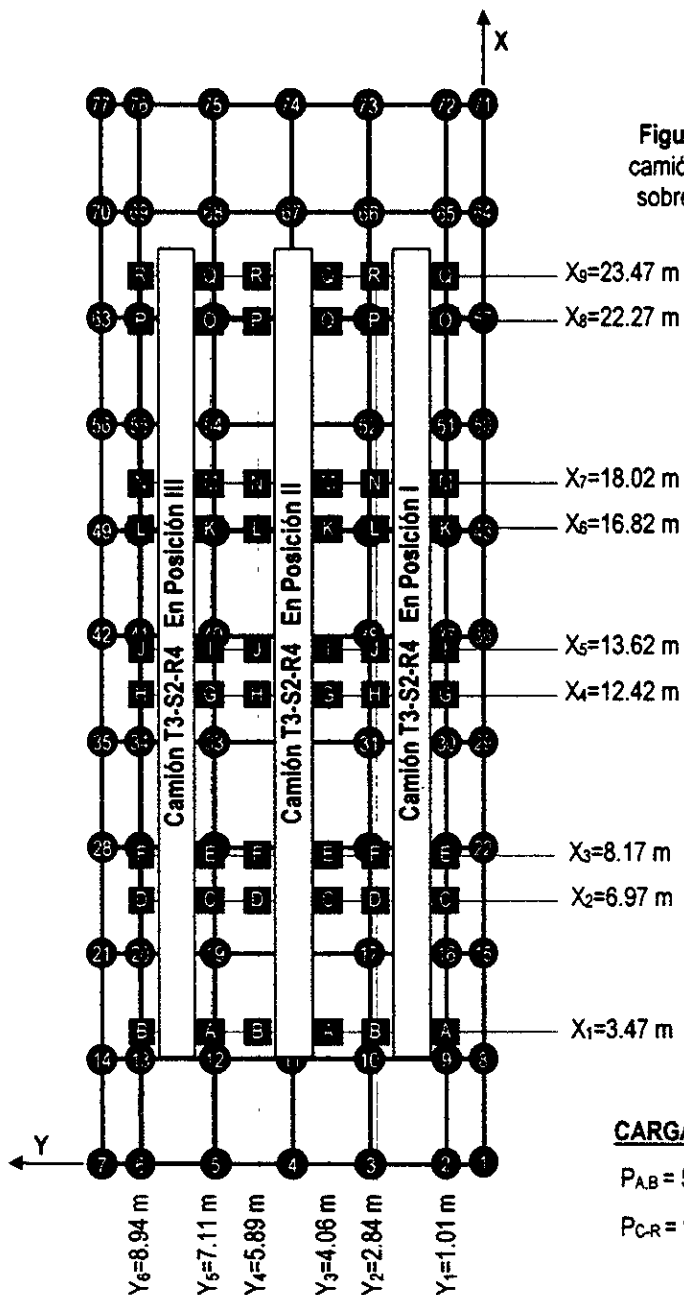
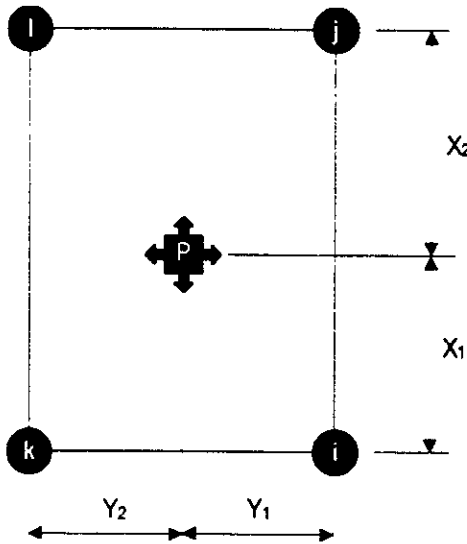


Figura 7.6 Ubicación del camión de diseño T3-S2-R4 sobre el emparrillado en la posición I, II y III



Paso 4: Cálculo de las Cargas Nodales

En la Figura 7.5 y 7.6 se puede observar que las cargas de las ruedas no siempre actúan sobre un nudo del emparillado, por lo cual distribuiremos estas cargas mediante un análisis isostático. Aplicaremos la siguiente distribución, para una carga (P) que actúe entre una porción del tablero obtendremos cuatro reacciones ($R_{i,j,k,l}$):



$$R_i = \frac{P \cdot X_2 \cdot Y_2}{(X_1 + X_2)(Y_1 + Y_2)}$$

$$R_j = \frac{P \cdot X_1 \cdot Y_2}{(X_1 + X_2)(Y_1 + Y_2)}$$

$$R_k = \frac{P \cdot X_2 \cdot Y_1}{(X_1 + X_2)(Y_1 + Y_2)}$$

$$R_l = \frac{P \cdot X_1 \cdot Y_1}{(X_1 + X_2)(Y_1 + Y_2)}$$



Aplicando lo anterior, se obtienen las cargas nodales por cada camión en cada posición como se indica en las tablas siguientes:

| Camión HS-20 | | | | | |
|----------------------|---------------|-----------------------|---------------|------------------------|---------------|
| En posición I | | En posición II | | En posición III | |
| Nudo (i) | Carga (kg) | Nudo (i) | Carga (kg) | Nudo (i) | Carga (kg) |
| 23 | 1519 | 24 | 664 | 26 | 1378 |
| 24 | 1307 | 25 | 1533 | 27 | 1448 |
| 30 | 2411 | 26 | 629 | 33 | 2187 |
| 31 | 2075 | 31 | 1054 | 34 | 2299 |
| 37 | 5826 | 32 | 2433 | 40 | 5284 |
| 38 | 5013 | 33 | 998 | 41 | 5555 |
| 44 | 5686 | 38 | 2547 | 47 | 5157 |
| 45 | 4893 | 39 | 5880 | 48 | 5422 |
| 51 | 2118 | 40 | 2411 | 54 | 1921 |
| 52 | 1823 | 45 | 2486 | 55 | 2020 |
| Total | 32670 | 46 | 5739 | Total | 32670 |
| | | 47 | 2354 | | |
| | | 52 | 926 | | |
| | | 53 | 2138 | | |
| | | 54 | 877 | | |
| | | Total | 32670 | | |



| Camión T3-S2-R4 | | | | | |
|-----------------|---------------|----------------|---------------|-----------------|---------------|
| En posición I | | En posición II | | En posición III | |
| Nudo (i) | Carga (kg) | Nudo (i) | Carga (kg) | Nudo (i) | Carga (kg) |
| 9 | 2249 | 10 | 983 | 12 | 2040 |
| 10 | 1935 | 11 | 3108 | 13 | 2144 |
| 16 | 1502 | 12 | 93 | 19 | 1362 |
| 17 | 1293 | 17 | 657 | 20 | 1432 |
| 23 | 8880 | 18 | 2076 | 26 | 8054 |
| 24 | 7641 | 19 | 62 | 27 | 8467 |
| 30 | 3386 | 24 | 3883 | 33 | 3071 |
| 31 | 2914 | 25 | 12271 | 34 | 3229 |
| 37 | 6289 | 26 | 368 | 40 | 5704 |
| 38 | 5411 | 31 | 1481 | 41 | 5996 |
| 44 | 7533 | 32 | 4679 | 47 | 6832 |
| 45 | 6482 | 33 | 140 | 48 | 7182 |
| 51 | 2367 | 38 | 2750 | 54 | 2147 |
| 52 | 2037 | 39 | 8690 | 55 | 2257 |
| 58 | 7602 | 40 | 260 | 61 | 6895 |
| 59 | 6541 | 45 | 3293 | 62 | 7248 |
| 65 | 1849 | 46 | 10409 | 68 | 1677 |
| 66 | 1591 | 47 | 312 | 69 | 1763 |
| Total | 77500 | 52 | 1035 | Total | 77500 |
| | | 53 | 3271 | | |
| | | 54 | 98 | | |
| | | 59 | 3324 | | |
| | | 60 | 10505 | | |
| | | 61 | 315 | | |
| | | 66 | 808 | | |
| | | 67 | 2555 | | |
| | | 68 | 77 | | |
| | | Total | 77500 | | |



Paso 5: Combinación de Carriles Cargados

Considerando que nuestro puente tiene tres carriles de carga, aplicaremos los factores de reducción de cargas que permite la Norma AASHTO para cada combinación según sea el caso:

| Carriles Cargados | Porcentaje |
|-------------------|------------|
| 1 o 2 | 100 |
| 3 | 90 |

| Combinación | Posición I | Posición II | Posición III | Carriles Cargados |
|-------------|------------|-------------|--------------|-------------------|
| 1 | HS-20 | | | 1 |
| 2 | | HS-20 | | 1 |
| 3 | | | HS-20 | 1 |
| 4 | T3-S2-R4 | | | 1 |
| 5 | | T3-S2-R4 | | 1 |
| 6 | | | T3-S2-R4 | 1 |
| 7 | HS-20 | HS-20 | | 2 |
| 8 | | HS-20 | HS-20 | 2 |
| 9 | HS-20 | HS-20 | HS-20 | 3 |
| 10 | T3-S2-R4 | HS-20 | | 2 |
| 11 | HS-20 | T3-S2-R4 | | 2 |
| 12 | T3-S2-R4 | HS-20 | HS-20 | 3 |
| 13 | HS-20 | T3-S2-R4 | HS-20 | 3 |
| 14 | HS-20 | HS-20 | T3-S2-R4 | 3 |

Paso 6: Edición del Archivo de Entrada de Datos para el Programa SAP90

Con los elementos de los pasos anteriores es posible editar el archivo de entrada de datos que emplea el programa de análisis estructural SAP90, este archivo puede ser editado en cualquier editor con formato TXT. En este ejemplo utilicé el Editor de MSDOS y el archivo es el siguiente:



Archivo Tesis01:

TESIS S.T.MARTINEZ ANALISIS POR CARGA VIVA SIN INCLUIR IMPACTO
 C ARCHIVO TESIS01
 C UNIDADES (kgf. m, s)
 SYSTEM
 L=6

JOINTS

1 X=0.00 Y=0.00 Z=0.00
 71 X=28.0 Y=0.00 Z=0.00 G=1,71,7
 7 X=0.00 Y=10.0 Z=0.00
 77 X=28.0 Y=10.0 Z=0.00 G=7,77,7
 2 X=0.00 Y=1.00 Z=0.00
 72 X=28.0 Y=1.00 Z=0.00
 6 X=0.00 Y=9.00 Z=0.00
 76 X=28 0 Y=9.00 Z=0.00 Q=2,72.6,76,7,1

RESTRAINTS

2 6 1 R=1,1,1,1,0,1
 72 76 1 R=0,1,1,1,0,1

FRAME

NM=5 NL=0 NSEC=1
 1 A=0.7972 I=0.21767 E=2.80E+09 G=2.80E+09/2.5 : Trabe Cajón
 2 SH=R T=0.15,0.40 E=2.2136E+09 G=2.2136E+09/2.5 : Trabe de Borde
 3 SH=L T=1.40,1.50,0.40,0.15 E=2.2136E+09 G=2.2136E+09/2.5 : Diafragma
 4 SH=R T=0.15,2.80 E=2.2136E+09 G=2.2136E+09/2.5 : Losa Intermedia
 5 SH=R T=0.15,1.40 E=2.2136E+09 G=2.2136E+09/2.5 : Losa Extrema
 11 2 9 M=1,1,1,1 LP=-2,0 NSL=0 G=9,1,7,7 : Trabe 1
 21 3 10 M=1,1,1,1 LP=-2,0 NSL=0 G=9,1,7,7 : Trabe 2
 31 4 11 M=1,1,1,1 LP=-2,0 NSL=0 G=9,1,7,7 : Trabe 3
 41 5 12 M=1,1,1,1 LP=-2,0 NSL=0 G=9,1,7,7 : Trabe 4
 51 6 13 M=1,1,1,1 LP=-2,0 NSL=0 G=9,1,7,7 : Trabe 5
 1 1 8 M=2,2,1,1 LP=-2,0 NSL=0 G=9,1,7,7 : Borde
 61 7 14 M=2,2,1,1 LP=-2,0 NSL=0 G=9,1,7,7 : Borde
 72 2 3 M=3,3,1,1 LP=1,0 NSL=0 G=3,1,1,1 : Diafragma
 132 72 73 M=3,3,1,1 LP=1,0 NSL=0 G=3,1,1,1 : Diafragma
 77 8 9 M=4,4,1,1 LP=3,0 RE=0,0,0,60 NSL=0 G=8,6,7,7 : Losa intermedia
 82 13 14 M=4,4,1,1 LP=3,0 RE=0,0,0,60 NSL=0 G=8,6,7,7 : Losa intermedia
 78 9 10 M=4,4,1,1 LP=3,0 RE=0,0,0,60 NSL=0 G=3,1,1,1 : Losa intermedia
 84 16 17 M=4,4,1,1 LP=3,0 RE=0,0,0,60 NSL=0 G=3,1,1,1 : Losa intermedia
 90 23 24 M=4,4,1,1 LP=3,0 RE=0,0,0,60 NSL=0 G=3,1,1,1 : Losa intermedia
 96 30 31 M=4,4,1,1 LP=3,0 RE=0,0,0,60 NSL=0 G=3,1,1,1 : Losa intermedia
 102 37 38 M=4,4,1,1 LP=3,0 RE=0,0,0,60 NSL=0 G=3,1,1,1 : Losa intermedia
 108 44 45 M=4,4,1,1 LP=3,0 RE=0,0,0,60 NSL=0 G=3,1,1,1 : Losa intermedia
 114 51 52 M=4,4,1,1 LP=3,0 RE=0,0,0,60 NSL=0 G=3,1,1,1 : Losa intermedia
 120 58 59 M=4,4,1,1 LP=3,0 RE=0,0,0,60 NSL=0 G=3,1,1,1 : Losa intermedia
 126 65 66 M=4,4,1,1 LP=3,0 RE=0,0,0,60 NSL=0 G=3,1,1,1 : Losa intermedia
 71 1 2 M=5,5,1,1 LP=3,0 NSL=0 G=1,5,5,5 : Losa extrema
 131 71 72 M=5,5,1,1 LP=3,0 NSL=0 G=1,5,5,5 : Losa extrema

LOAD

23 L=1 F=0,0,-1519 : HS-20 en Posición I
 24 L=1 F=0,0,-1307
 30 L=1 F=0,0,-2411
 31 L=1 F=0,0,-2075
 37 L=1 F=0,0,-5826
 38 L=1 F=0,0,-5013

44 L=1 F=0,0,-5686
45 L=1 F=0,0,-4893
51 L=1 F=0,0,-2118
52 L=1 F=0,0,-1823
24 L=2 F=0,0,-664 : HS-20 en Posición II
25 L=2 F=0,0,-1533
26 L=2 F=0,0,-629
31 L=2 F=0,0,-1054
32 L=2 F=0,0,-2433
33 L=2 F=0,0,-998
38 L=2 F=0,0,-2547
39 L=2 F=0,0,-5880
40 L=2 F=0,0,-2411
45 L=2 F=0,0,-2486
46 L=2 F=0,0,-5739
47 L=2 F=0,0,-2354
52 L=2 F=0,0,-926
53 L=2 F=0,0,-2138
54 L=2 F=0,0,-877
26 L=3 F=0,0,-1378 : HS-20 en Posición III
27 L=3 F=0,0,-1448
33 L=3 F=0,0,-2187
34 L=3 F=0,0,-2299
40 L=3 F=0,0,-5284
41 L=3 F=0,0,-5555
47 L=3 F=0,0,-5157
48 L=3 F=0,0,-5422
54 L=3 F=0,0,-1921
55 L=3 F=0,0,-2020
9 L=4 F=0,0,-2249 : T3-S2-R4 en Posición I
10 L=4 F=0,0,-1935
16 L=4 F=0,0,-1502
17 L=4 F=0,0,-1293
23 L=4 F=0,0,-8880
24 L=4 F=0,0,-7641
30 L=4 F=0,0,-3386
31 L=4 F=0,0,-2914
37 L=4 F=0,0,-6289
38 L=4 F=0,0,-5411
44 L=4 F=0,0,-7533
45 L=4 F=0,0,-6482
51 L=4 F=0,0,-2367
52 L=4 F=0,0,-2037
58 L=4 F=0,0,-7602
59 L=4 F=0,0,-6541
65 L=4 F=0,0,-1849
66 L=4 F=0,0,-1591
10 L=5 F=0,0,-983 : T3-S2-R4 en Posición II
11 L=5 F=0,0,-3108
12 L=5 F=0,0,-93
17 L=5 F=0,0,-657
18 L=5 F=0,0,-2076
19 L=5 F=0,0,-62
24 L=5 F=0,0,-3883
25 L=5 F=0,0,-12271
26 L=5 F=0,0,-368
31 L=5 F=0,0,-1481
32 L=5 F=0,0,-4679
33 L=5 F=0,0,-140
38 L=5 F=0,0,-2750



39 L=5 F=0,0,-8690
 40 L=5 F=0,0,-260
 45 L=5 F=0,0,-3293
 46 L=5 F=0,0,-10409
 47 L=5 F=0,0,-312
 52 L=5 F=0,0,-1035
 53 L=5 F=0,0,-3271
 54 L=5 F=0,0,-98
 59 L=5 F=0,0,-3324
 60 L=5 F=0,0,-10505
 61 L=5 F=0,0,-315
 66 L=5 F=0,0,-808
 67 L=5 F=0,0,-2555
 68 L=5 F=0,0,-77
 12 L=6 F=0,0,-2040 : T3-S2-R4 en Posición III
 13 L=6 F=0,0,-2144
 19 L=6 F=0,0,-1362
 20 L=6 F=0,0,-1432
 26 L=6 F=0,0,-8054
 27 L=6 F=0,0,-8467
 33 L=6 F=0,0,-3071
 34 L=6 F=0,0,-3229
 40 L=6 F=0,0,-5704
 41 L=6 F=0,0,-5996
 47 L=6 F=0,0,-6832
 48 L=6 F=0,0,-7182
 54 L=6 F=0,0,-2147
 55 L=6 F=0,0,-2257
 61 L=6 F=0,0,-6895
 62 L=6 F=0,0,-7248
 68 L=6 F=0,0,-1677
 69 L=6 F=0,0,-1763

COMBO

1 C=1,0,0,0,0,0 : 1 HS20 en I
 2 C=0,1,0,0,0,0 : 1 HS20 en II
 3 C=0,0,1,0,0,0 : 1 HS20 en III
 4 C=0,0,0,1,0,0 : 1 T3-S2-R4 en I
 5 C=0,0,0,0,1,0 : 1 T3-S2-R4 en II
 6 C=0,0,0,0,0,1 : 1 T3-S2-R4 en III
 7 C=1,1,0,0,0,0 : 2 HS20 en I y II
 8 C=0,1,1,0,0,0 : 2 HS20 en II y III
 9 C=0,9,0,9,0,9 : 3 HS20 I II y III
 10 C=0,1,0,1,0,0 : 1 HS20 en II y 1 T3-S2-R4 en I
 11 C=1,0,0,0,1,0 : 1 HS20 en I y 1 T3-S2-R4 en II
 12 C=0,0,9,0,9,0,9,0,0 : 2 HS20 en II y III y 1 T3-S2-R4 en I
 13 C=0,9,0,0,9,0,0,9,0 : 2 HS20 en I y III y 1 T3-S2-R4 en II
 14 C=0,9,0,9,0,0,0,0,9 : 2 HS20 en I y II y 1 T3-S2-R4 en III



Paso 7: Ejecución del programa SAP90

Se ejecuta el programa SAP90 en el que se introducen los datos mediante el archivo creado en el paso anterior. El programa SAP90 muestra los resultados del análisis mediante archivos de salida (Tesis01.SOL y Tesis F3F), que pueden ser leídos en cualquier editor de texto.

Paso 8: Aplicación del Factor de Impacto al Momento Debido a Carga Viva

Del archivo Tesis01.F3F, observamos que el Momento Máximo se presenta en la barra 16, nudo 37, bajo la Combinación de cargas número 10:

$$M_{CV\max} = 196\,500 \text{ kg m}$$

Al aplicar el coeficiente de impacto según ASSHTO

$$I = \frac{15.24}{S + 38} = \frac{15.4}{28 \text{ m} + 38} = 0.233 < 0.30, \quad I = 23.3 \%$$

$$M_{CV+I} = (196\,500 \text{ kg m})(1.233)$$

$$\Rightarrow M_{CV+I} = 242\,285 \text{ kg-m}$$

Paso 9: Determinación de la Carga Viva Equivalente

Para determinar una carga distribuida equivalente a partir del momento máximo por carga viva más impacto, para fines prácticos podemos hacer una muy buena aproximación el considerar dicho momento como el producido como una carga uniformemente distribuida. Esta aproximación sólo es válida para vigas simplemente apoyadas.

$$CV + I = \frac{8M_{CV+I}}{L^2} = \frac{8(242\,285)}{28^2} = 2472.30 \text{ kg/m}$$

$$\Rightarrow \text{Carga Viva más Impacto Equivalente } CV+I = 2\,472 \text{ kg/m}$$



8.4 ANÁLISIS ESTRUCTURAL POR CARGA MUERTA

Es evidente que este análisis por carga muerta se simplifica ya que se trata de un puente simplemente apoyado en sus extremos:

Paso 1: Determinación de la Carga Muerta sobre la Trabe Presforzada

$$\begin{aligned}
 CM_{trabe} &= (\text{Area de la Trabe Cajón})(\gamma_{conc}) \\
 &= (0.5602 \text{ m}^2)(2400 \text{ kg/m}^3) &= 1345 \text{ kg/m} \\
 CM_{losa} &= (\text{Espesor de la Losa})(b_{losa})(\gamma_{conc}) \\
 &= (0.15 \text{ m})(2 \text{ m})(2400 \text{ kg/m}^3) &= 720 \text{ kg/m} \\
 CM_{carpeta} &= (\text{Espesor de la Carpeta Asfáltica})(\text{Ancho de Calzada})(\gamma_{ast})/5 \text{ Trabes} \\
 &= (0.10 \text{ m})(9.20 \text{ m})(2200 \text{ kg/m}^3)/5 &= 405 \text{ kg/m} \\
 CM_{guarnición} &= (2 \text{ Guarniciones})(\text{Area Transversal de la Guarnición})(\gamma_{conc})/5 \text{ Trabes} \\
 &= 2(1725 \text{ cm}^2 \times 1 \text{ m}^2 / 100^2 \text{ cm}^2)(2400 \text{ kg/m}^3)/5 &= 166 \text{ kg/m} \\
 CM_{parapeto} &= (2 \text{ Parapetos})(\text{Peso Estimado})/5 \text{ Trabes} \\
 &= 2(100 \text{ kg/m})/5 &= 40 \text{ kg/m} \\
 SCM &= CM_{carpeta} + CM_{guarnición} + CM_{parapeto} \\
 &= 405 + 166 + 40 &= 611 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Paso 2: Cálculo de Momentos Debidos a la Carga Muerta

$$\begin{aligned}
 M_{trabe} &= \frac{CM_{trabe} \cdot L^2}{8} = \frac{(1345 \text{ kg/m})(28 \text{ m})^2}{8} &\Rightarrow M_{trabe} &= 131\,810 \text{ kg m} \\
 M_{losa} &= \frac{CM_{losa} \cdot L^2}{8} = \frac{(720 \text{ kg/m})(28 \text{ m})^2}{8} &\Rightarrow M_{losa} &= 70\,560 \text{ kg m} \\
 M_{SCM} &= \frac{SCM \cdot L^2}{8} = \frac{(611 \text{ kg/m})(28 \text{ m})^2}{8} &\Rightarrow M_{SCM} &= 39\,690 \text{ kg m}
 \end{aligned}$$

Nota: Se hace diferencia de Carga Muerta (CM) y Sobre Carga Muerta (SCM); puesto que una actúa sobre la trabe en sección simple, y la otra cuando la trabe trabaja como una sección compuesta, respectivamente. Es evidente que la Carga Viva más Impacto (CV+I) actuará sobre la sección compuesta.



8.5 CÁLCULO DE ESFUERZOS

Una vez realizado el análisis estructural se procede a calcular el estado de esfuerzos para cada condición de carga en el elemento. Del análisis estructural se tiene el siguiente resumen:

| Resumen del Análisis Estructural | | | | |
|----------------------------------|------------------------|---------------------------|--------------|----------------|
| Concepto | | Peso | w kg / m | M kg m |
| CV+I | Carga Viva más Impacto | Camiones | 2 472 | 242 285 |
| | | Trabe | 1 345 | 131 810 |
| CM | Carga Muerta | Losa | 720 | 70 560 |
| | | CM | 2 065 | 202 370 |
| SCM | Sobrecarga Muerta | Carpeta | 405 | 39 590 |
| | | Guarnición | 166 | 16 268 |
| | | Parapeto | 40 | 3 920 |
| | | SCM | 611 | 59878 |
| CM + SCM | | <i>Carga Muerta Total</i> | 2 676 | 262 248 |

Paso 1: Cálculo de Esfuerzos por Carga Muerta

■ Debidos al Peso Propio de la Trabe

$$f_i = \frac{M_{trabe}}{S_{SSi}} = \frac{13\,181\,000}{189\,636} = 69.5 \text{ kg / cm}^2$$

$$f_s = \frac{M_{trabe}}{S_{SSs}} = \frac{13\,181\,000}{259\,124} = 50.9 \text{ kg / cm}^2$$

■ Debidos al Peso de la Losa Colada en Sitio

$$f_i = \frac{M_{losa}}{S_{SSi}} = \frac{7\,056\,000}{189\,636} = 37.2 \text{ kg / cm}^2$$

$$f_s = \frac{M_{losa}}{S_{SSs}} = \frac{7\,056\,000}{259\,124} = 27.2 \text{ kg / cm}^2$$



■ Debidos a la Sobrecarga Muerta

$$f_i = \frac{M_{SCM}}{S_{SCi}} = \frac{5\,987\,800}{224\,080} = 26.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = \frac{M_{SCM}}{S_{SCs}} = \frac{5\,987\,800}{411\,788} = 14.5 \text{ kg/cm}^2$$

Paso 2: Cálculo de Esfuerzos por Carga Viva más Impacto

$$f_i = \frac{M_{CV+I}}{S_{SCi}} = \frac{24\,228\,500}{224\,080} = 108.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = \frac{M_{CV+I}}{S_{SCs}} = \frac{24\,228\,500}{411\,788} = 58.8 \text{ kg/cm}^2$$

En resumen se tiene el siguiente estado de esfuerzos, tanto en la fibra inferior como en la superior del elemento:

| Resumen de Esfuerzos kg/cm ² | | | | |
|---|-------------------------------------|---------------|--------------|-------------|
| Sección | Peso | Fibra | | |
| | | Inferior | Superior | Losa |
| SS | Trabe | -69.5 | 50.9 | |
| | Losa | -37.2 | 27.2 | |
| SC | Sobrecarga Muerta | -26.7 | 10.4* | 14.5 |
| | Carga Viva mas Impacto | -108.1 | 42.1* | 58.8 |
| | f_r Esfuerzo Total | -241.5 | 130.6 | 73.3 |

Nota: Se tomó como convención de signo positivo (+) los esfuerzos de compresión, y negativo (-) los esfuerzos de tensión

(*) Estos valores se obtienen por relación de triángulos, considerando el espesor de la losa de 15 cm y el peralte de la trabe h_{SC}=150 cm.



8.6 DISEÑO POR FLEXIÓN

En el diseño por flexión de vigas presforzadas se hace uso de los dos métodos de diseño existentes, el diseño por esfuerzos de trabajo (Revisión Elástica) y el diseño por estados límite (Revisión de la Capacidad Última). Primeramente el elemento es diseñado por el método de esfuerzos permisibles y posteriormente es revisado por los estados límite.

8.6.1 Revisión Elástica

En el diseño por flexión de vigas presforzadas se deberán cumplir con las siguientes condiciones de esfuerzos permisibles:

Condición 1: En la Etapa de Transferencia de la Carga de Presfuerzo

$$f_{trabe} = \frac{M_{trabe}}{S_{SS}}$$

$$f_{trabe} + f_{pt} \leq f_{perm} \quad f_{pt} = P_t \left(\frac{1}{A_{SS}} + \frac{e}{S_{SS}} \right) \approx 0.85 \frac{f_{pe}}{S_{SS}}$$

$$f_{perm} = \begin{cases} \text{Compresión} & 0.6f'_c : f'_c \approx 0.80f'_c \\ \text{Tensión} & 0.8\sqrt{f'_c} \end{cases}$$

Condición 2: En la Etapa de Final o de Servicio

$$f_T = f_{trabe} + f_{losa} + f_{SCM} + f_{CV+I}$$

$$f_T + f_{pe} \leq f_{perm} \quad f_{pe} = P_e \left(\frac{1}{A_{SS}} + \frac{e}{S_{SS}} \right)$$

$$f_{perm} = \begin{cases} \text{Compresión} & 0.45f'_c \\ \text{Tensión} & 1.6\sqrt{f'_c} \end{cases}$$

Dado que el diseño del elemento se rige por las condiciones anteriores se procede de la siguiente forma, se muestra a continuación paso a paso la metodología del diseño:



Paso 1: Evaluación de la Resistencia del Concreto

Según la condición 2, en la fibra inferior se presenta el siguiente estado de esfuerzos:

$$f_{pe\ iREQ} = f_{T1} - 1.6 \cdot \overline{f'_c} = 241.5 - 1.6 \cdot \overline{400} = 209.5 \text{ kg/cm}^2$$

Considerando la relación aproximada que se presenta entre los esfuerzos en la transferencia (f_{pt}) con los efectivos (f_{pe}):

$$f_{pt\ iREQ} = \frac{f_{pe\ iREQ}}{0.85} = \frac{209.5}{0.85} = 246.5 \text{ kg/cm}^2$$

Si el estado crítico de esfuerzos se da en la etapa de transferencia debido a que en este instante es menor la resistencia del concreto y en la fibra inferior es mayor el esfuerzo a compresión, entonces se ha de cumplir con la Condición 1:

$$f'_{ciREQ} \geq \frac{f_{pt\ iREQ} + f_{trab\ i}}{0.6} = \frac{246.5 - 69.5}{0.6} = 295 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_{cREQ} = \frac{f'_{ci}}{0.8} = \frac{295}{0.8} = 369 \text{ kg/cm}^2$$

➡ $f'_{cREQ} = 369 \text{ kg/cm}^2 < f'_{cPROP} = 400 \text{ kg/cm}^2$ ✓
 ➡ **La resistencia del concreto propuesta es adecuada**

Paso 2: Cálculo de Fuerza Efectiva de Presfuerzo Requerida

La fuerza efectiva de presfuerzo se determina como:

$$P_{eREQ} = \frac{f_{pe\ iREQ}}{\left(\frac{1}{A_{SS}} + \frac{e}{S_{SS1}} \right)}$$

Supondremos que el centroide del acero de presfuerzo se localiza a la mitad del patin inferior de la trabe, sabiendo que este mide $h_f = 15 \text{ cm}$, por lo tanto:

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

$$e = Y_{SS1} - e'_{sup} = 77.95 - 7.5 = 70.45 \text{ cm}$$



Al sustituir los valores correspondientes:

$$P_{e\text{REQ}} = \frac{209.5}{\left(\frac{1}{5602} + \frac{70.45}{189\,636}\right)} = 380\,903 \text{ kg}$$

➔ Se requiere de una Fuerza Efectiva de Presfuerzo $P_{e\text{REQ}} = 380\,903 \text{ kg}$

Paso 3: Cálculo del Número de Torones Requeridos

Estimación del Esfuerzo Efectivo en el Acero de Presfuerzo

$$f_{se} \leq 0.75f_s = 0.75(19\,000) = 14\,250 \text{ kg/cm}^2, \text{ Esfuerzo Inicial de Tensado del Acero}$$

Además, considerando un 24% en pérdidas totales

$$f_{se} = 0.76 f_s = 0.76(14\,250) = 10\,830 \text{ kg/cm}^2$$

Considerando la fuerza efectiva de presfuerzo requerida antes calculada, el área de acero de presfuerzo requerido se calcula como:

$$A_{sp\text{REQ}} = \frac{P_{e\text{REQ}}}{f_{pe}} = \frac{380\,903}{10\,830} = 35.17 \text{ cm}^2$$

Usando Torones de $0.6''\phi$, $a_s = 1.40 \text{ cm}^2$

$$\# \text{ Torones} = \frac{A_{sp}}{a_s} = \frac{35.17 \text{ cm}^2}{1.40 \text{ cm}^2} = 25.1$$

➔ Proponemos usar 26 Torones de $0.6''\phi$, en dos camas de 13 a 5 cm y a 10 cm

Paso 4: Cálculo de la Excentricidad del Centroides del Acero de Presfuerzo

Cálculo de la excentricidad respecto a la sección simple (SS):

$$e'_{\text{cal}} = (13 \times 5 + 13 \times 10) / 24 = 7.5 \text{ cm}$$

$$e = Y_{SS1} - e' = 77.95 - 7.5 = 70.45 \text{ cm}$$

➔ $e = 70.45 \text{ cm}$



Paso 5: Cálculo de Pérdidas Instantáneas o Inmediatas

■ **Debidas al Acortamiento Elástico**

$$ES = n \cdot f_{cr}$$

Cálculo de la Relación Modular de Elasticidad (n):

$$n = \frac{E_s}{E_{ci}}$$

$$E_s = 1.96 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{ci} = \frac{w^{3/2} \sqrt{f_{ci}}}{7.3} = \frac{2400^{3/2} \sqrt{0.8 \times 400}}{7.3} = 2.88 \times 10^5$$

$$n = \frac{1.96 \times 10^6}{2.88 \times 10^5} = 6.80$$

Cálculo de esfuerzos en el concreto a nivel del centroide del acero de prefuerzo debidas a las cargas que actúan en el instante de transferencia incluyendo el prefuerzo (f_{cr}):

Si estimamos que las pérdidas instantáneas son del orden del 10% y considerando que el esfuerzo inicial permisible en el acero de prefuerzo (torones de baja relajación) en el instante de la transferencia del prefuerzo debe ser menor o igual a $0.75f_s$, el esfuerzo en el acero de prefuerzo inmediatamente después de la transferencia se calculará como:

$$f_{sr} \leq 0.75f_s = 0.75(19\ 000) = 14\ 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{sr} = 0.90f_s = 0.90(14\ 250) = 12\ 825 \text{ kg/cm}^2 = 0.69f_s \text{ (Recomendación AASHTO 9.16.2.1.2)}$$

$$F_t = f_{sr} A_{sp} = 12\ 825 \text{ kg/cm}^2 (1.40 \text{ cm}^2) (26 \text{ torones}) = 466\ 830 \text{ kg}$$

$$f_{cr} = F_t \left(\frac{1}{A_{SS}} + \frac{e}{S_{SSi}} \right) - f_{trabe} = 466\ 830 \left(\frac{1}{5602} + \frac{70.45}{189\ 636} \right) - 69.5 = 187.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$ES = 6.80(187.3) = 1274 \text{ kg/cm}^2$$

➔ **ES=1 274 kg/cm²**

**■ Debidas a la Relajación Instantánea del Acero de Presfuerzo**

$$CR_{S \text{ inst}} = \frac{\log t}{40} \left(\frac{f_{si}}{f_s} - 0.55 \right) f_{si}$$

$$t = 18 \text{ horas}$$

$$CR_{S \text{ inst}} = \frac{\log(18)}{40} \left(\frac{14\,250}{19\,000} - 0.55 \right) 14\,250 = 89 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow CR_S = 89 \text{ kg/cm}^2$$

Paso 6: Cálculo de Perdidas Diferidas o a Largo Plazo

■ Debidas a la Contracción del Concreto

$$SH = 1195 - 10.5RH \quad RH=70\% \text{ (Humedad Relativa)}$$

$$SH = 1195 - 10.5(70) = 460 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow SH = 460 \text{ kg/cm}^2$$

■ Debidas al Flujo Plástico del Concreto

$$CR_C = 12 f_{cr} - 7 f_{cds} \geq 0$$

$$f_{cds} = f_{osa} + f_{SCM}$$

$$f_{cds} = 37.2 + 26.7 = 63.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$CR_C = 12(187.3) - 7(63.9) = 1\,800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow CR_C = 1\,800 \text{ kg/cm}^2$$

■ Debidas a la Relajación Diferida del Acero de Presfuerzo

$$CR_{S \text{ difer}} = 0.3 [1400 - 0.4 ES - 0.2 (SH + CR_C)]$$

$$CR_{S \text{ difer}} = 0.3 [1400 - 0.4 (1274) - 0.2 (460 + 1800)] = 132 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow CR_{S \text{ difer}} = 132 \text{ kg/cm}^2$$



En resumen, se producirán las siguientes pérdidas de la fuerza de presfuerzo en el elemento:

| Resumen de Pérdidas | | | |
|---|--|--------------------|-------------------|
| Concepto | | kg/cm ² | % f _{st} |
| ES | Acortamiento Elástico del Concreto | 1274 | 8.9 |
| CR _{S inst} | Relajación Instantánea del Acero de Presfuerzo | 89 | 0.6 |
| Pérdida Instantánea | | 1 363 | 9.5 |
| SH | Contracción del Concreto | 460 | 3.2 |
| CR _C | Flujo Plástico del Concreto | 1800 | 12.6 |
| CR _{S difer} | Relajación Diferida del Acero de Presfuerzo | 132 | 0.9 |
| Pérdida Diferida | | 2 392 | 16.8 |
| Δf _s | Pérdida Total | 3755 | 26.3 |
| $f_{st} = f_{si} - \Delta f_{s\ inst} = 14\ 250 - 1\ 363 = 12\ 887\ \text{kg/cm}^2$ | | | |
| $f_{so} = f_{si} - \Delta f_s = 14\ 250 - 3\ 755 = 10\ 495\ \text{kg/cm}^2$ | | | |

Paso 7: Revisión de Esfuerzos Permissible

■ En la Etapa de Transferencia del Presfuerzo

| Esfuerzos Permisibles en la Transferencia | |
|---|---|
| Compresión | $0.6 f_{ci} = 192.0\ \text{kg/cm}^2$ |
| Tensión | $0.8 \sqrt{f'_{ci}} = 14.3\ \text{kg/cm}^2$ |

Donde: $f_{ci} = 0.80 f_c = 0.80(400\ \text{kg/cm}^2) = 320\ \text{kg/cm}^2$ (resistencia del concreto en el instante de la transferencia).

Esfuerzo en el acero inmediatamente después de la transferencia del presfuerzo:

$$f_{st} = f_{si} - \Delta f_{s\ inst} = 14\ 250 - 1\ 363 = 12\ 887\ \text{kg/cm}^2 < 0.70 f_s = 13\ 300\ \text{kg/cm}^2 \checkmark$$

Fuerza de tensado inmediatamente después de la transferencia:

$$P_t = f_{st} A_{sp} = 12\ 887\ \text{kg/cm}^2 (1.40\ \text{cm}^2) (26\ \text{torones}) = 469\ 087\ \text{kg}$$

Esfuerzos en el concreto debidos al presfuerzo inmediatamente después de la transferencia:



$$f_i = F_i \left(\frac{1}{A_{SS}} + \frac{e}{S_{SSi}} \right) = 469\,087 \left(\frac{1}{5602} + \frac{70.45}{189\,636} \right) = 258.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = F_i \left(\frac{1}{A_{SS}} - \frac{e}{S_{SSs}} \right) = 469\,087 \left(\frac{1}{5602} - \frac{70.45}{259\,124} \right) = -43.8 \text{ kg/cm}^2$$

| Esfuerzos Actuantes | | |
|---------------------|------------------------------------|----------------------------------|
| Carga | Fibra Inferior | Fibra Superior |
| Presfuerzo | 258.0 | -43.8 |
| Peso Propio | -69.5 | 50.9 |
| Resultante | 188.5 | 7.1 |
| Revisión | -14.3 < 188.5 < 192 ✓ | -14.3 < 7.1 < 192 ✓ |

➔ Los esfuerzos actuantes en el instante de la transferencia se encuentran dentro de los límites permisibles ✓

■ En la Etapa Final o de Servicio

| Esfuerzos Permisibles en Servicio | | |
|-----------------------------------|--------------------|---|
| Compresión | $0.45 f_c =$ | 180.0 kg/cm ² (Trabe) 112.5 kg/cm ² (Losa) |
| Tensión | $1.6 \sqrt{f_c} =$ | 32.0 kg/cm ² |

Esfuerzo efectivo en el acero, éste se da cuando ya se han presentado las pérdidas totales

$$f_{se} = f_{si} - \Delta f_s = 14\,250 - 3\,755 = 10\,495 \text{ kg/cm}^2$$

Fuerza efectiva de presfuerzo:

$$P_e = f_{se} A_{sp} = 10\,495 \text{ kg/cm}^2 (1.40 \text{ cm}^2) (26 \text{ torones}) = 382\,018 \text{ kg}$$

Esfuerzos en el concreto debidos al presfuerzo efectivo:

$$f_i = P_e \left(\frac{1}{A_{SS}} + \frac{e}{S_{SSi}} \right) = 382\,018 \left(\frac{1}{5602} + \frac{70.45}{189\,636} \right) = 210.1 \text{ kg/cm}^2$$



$$f_s = P_o \left(\frac{1}{A_{SS}} - \frac{e}{S_{SSs}} \right) = 382018 \left(\frac{1}{5602} - \frac{70.45}{259124} \right) = -35.7 \text{ kg/cm}^2$$

| Esfuerzos Actuantes | | | |
|--------------------------------|-----------------|----------------|----------------|
| Carga | Fibra Inferior | Fibra Superior | Fibra Losa |
| Presfuerzo Efectivo | 210.1 | -35.7 | |
| Peso Propio | -69.5 | 50.9 | |
| Losa | -37.2 | 27.2 | |
| Carpeta, Guarnición y Parapeto | -26.7 | 10.4 | 14.5 |
| Carga Viva más Impacto | -108.1 | 42.1 | 58.8 |
| Resultante | -31.4 | 94.9 | 73.3 |
| Revisión | -32.0 < -31.4 ✓ | 94.9 < 180.0 ✓ | 73.3 < 112.5 ✓ |

➔ Los esfuerzos actuantes en la etapa de servicio se encuentran dentro de los límites permisibles ✓

8.6.2 Revisión de la Capacidad Última

Además de haber verificado que los esfuerzos se encuentran dentro de los límites permisibles, es preciso hacer una revisión de la capacidad última a flexión del elemento que se está diseñando:

Paso 1: Revisión de Resistencia a Flexión (Ruptura)

Se deberá de cumplir con lo siguiente:

$$M_u \leq M_R = \phi M_n$$

Cálculo del porcentaje de acero de presfuerzo:

Considerando 26 tonones, de 0.6"φ, actuando en la sección donde se produce el momento máximo:

$$p^* = \frac{A_s^*}{b \cdot d} \quad \begin{aligned} A_s^* &= 36.4 \text{ cm}^2 \\ b &= 200 \text{ cm} \\ d &= h - e' = 150 - 7.5 = 142.5 \text{ cm} \end{aligned}$$



$$p' = \frac{36.4}{200(142.5)} = 0.00128$$

Cálculo del esfuerzo promedio del acero de prefuerzo para carga última:

$$f_{su}' = f_s' \left[1 - \left(\frac{\gamma'}{\beta_1} \right) \left(\frac{p' \cdot f_s'}{f_c'} \right) \right] \quad \gamma' = 0.28 \text{ (Acero Baja Relajación)}$$

$$\beta_1 = 1.05 - \frac{f_c'}{1400} = 1.05 - \frac{250}{1400} = 0.87$$

$$f_{su}' = 19\,000 \left[1 - \left(\frac{0.28}{0.87} \right) \left(\frac{0.00128 \times 19\,000}{250} \right) \right] = 18\,405 \text{ kg/cm}^2$$

Determinación del eje neutro de esfuerzos en el concreto

$$T = A_s' \cdot f_{su}' = 36.4 \text{ cm}^2 (18\,405 \text{ kg/cm}^2) = 669\,942 \text{ kg}$$

$$a = \frac{T}{0.85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{669\,942 \text{ kg}}{0.85(250 \text{ kg/cm}^2)(200 \text{ cm})} = 15.76 \text{ cm} > h_{losa} = 15 \text{ cm}$$

Considerando el espesor de patín de la trabe ($h_f = 8.6 \text{ cm}$)

$$T = C_{losa} + C_{patín}$$

$$C_{losa} = 0.85 f_c' h_{losa} b = 0.85(250)(15)(200) = 637\,500 \text{ kg}$$

$$C_{patín} = 0.85 f_c' (a - h_{losa}) b = 0.85(400)(a - 15)(200) = 68\,000(a - 15) \text{ kg}$$

Al hacer compatibles las fuerzas de tensión (T) y compresión (C)

$$669\,942 = 637\,500 + 68\,000(a - 15)$$

$$a = 15.48 \text{ cm} < (15 \text{ cm} + 6.8 \text{ cm}) \checkmark$$

Cálculo del momento resistente

Puesto que el bloque de compresiones queda dentro de la sección rectangular, el momento resistente en una sección rectangular es calculado como:



$$M_R = \phi \cdot M_n = \phi \cdot \left[A_s \cdot f_{su} \cdot d \left(1 - 0.6 \frac{\rho \cdot f_{su}}{f_c} \right) \right]$$

$$M_R = 1.0 \cdot \left[36.4(18\ 405)(142.5) \left(1 - 0.6 \frac{0.00128(18\ 405)}{250} \right) \right] = 90\ 069\ 030\ \text{kg}\cdot\text{cm}$$

$$\Rightarrow M_R = 900\ 690\ \text{kg}\cdot\text{m}$$

Cálculo del Momento Ultimo

$$M_u = \gamma [\beta_{CM} \cdot M_{CM} + \beta_{CV} \cdot M_{CV}]$$

$$M_u = 1.3 [1.0(262\ 248\ \text{kg}\cdot\text{m}) + 1.67(242\ 285\ \text{kg}\cdot\text{m})]$$

$$\Rightarrow M_u = 866\ 923\ \text{kg}\cdot\text{m}$$

$$\Rightarrow M_R = 900\ 690\ \text{kg}\cdot\text{m} > M_u = 866\ 923\ \text{kg}\cdot\text{m} \quad \checkmark$$

Paso 2: Revisión de los Límites de Ductilidad

■ Revisión del Límite Inferior (Acero Mínimo)

Debemos cumplir con:

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}^*$$

$$M_{cr}^* = (f_r + f_{pe1}) \cdot S_{SC1} - M_{CM/SS} \left(\frac{S_{SC1}}{S_{SS1}} - 1 \right)$$

$$f_r = 2 \cdot \sqrt{f_c} = 2 \cdot \sqrt{400} = 40.0\ \text{kg}/\text{cm}^2$$

$$f_{pe1} = 210.1\ \text{kg}/\text{cm}^2$$

$$M_{CM/SS} = 20\ 237\ 000\ \text{kg}\cdot\text{cm}$$

$$M_{cr}^* = (40.0 + 210.1) \cdot 224\ 080 - 20\ 237\ 000 \left(\frac{224\ 080}{189\ 636} - 1 \right) = 52\ 366\ 718\ \text{kg}\cdot\text{cm}$$

$$\Rightarrow 1.2 \cdot M_{cr}^* = 62\ 840\ 060\ \text{kg}\cdot\text{cm}$$

$$\Rightarrow M_R = 900\ 690\ \text{kg}\cdot\text{m} > 1.2 M_{cr} = 628\ 400\ \text{kg}\cdot\text{m} \quad \checkmark$$



■ Revisión del Límite Superior (Acero Máximo)

Para una sección rectangular (el bloque de compresiones queda dentro de la losa y el patin) se debe cumplir con:

$$\frac{\rho \cdot f_{su}}{f_c} \leq 0.36\beta$$

$$\frac{\rho \cdot f_{su}}{f_c} = \frac{0.00128(18\ 405)}{250} = 0.094$$

$$0.36\beta_1 = 0.36(0.87) = 0.313$$

⇒ 0.094 < 0.313 ✓

De diseño por flexión se desprende el siguiente resumen:

| Resumen del Diseño por Flexión | | |
|---|---|-------------------------|
| Esfuerzos Actuantes | < | Esfuerzos Permisibles ✓ |
| Momento Último | < | Momento Resistente ✓ |
| ⇒ Usar 26 torones de 0.6"φ, 270 ksi, a _s =1.40 cm ² , tensados a f _{st} =0.75f _s =14 250 kg/cm ² F _t = 19 950 kg | | |



8.6.3 Reducción de Torones o Encamisados

El estado de esfuerzos crítico se da en la etapa de transferencia debido a que en este instante es menor la resistencia del concreto, por lo que se ha de cumplir con lo siguiente en toda la longitud del elemento:

$$f_{trabe} + f_{pt} \leq f_{perm}$$

$$f_{trabe} + \underbrace{f_{pt} - f_{perm}}_{f_{adm}} \leq 0$$

Para ello se tendrán dos casos críticos, cuando rige la tensión o cuando rige la compresión en el elemento:

■ Condición Crítica en la Fibra Inferior (Compresión)

$$f_{trabe i(x)} = - \frac{M_{trabe(x)}}{S_{SSi}} \quad M_{trabe(x)} = \frac{CM_{trabe} \cdot x}{2} (L - x)$$

$$f_{adm i} = f_{pt i} - 0.6f'_{ci}$$

Para localizar el punto (x) donde se cumple con los esfuerzos permisibles, se procede a resolver la expresión anterior:

$$- \frac{CM_{trabe} x(L - x)}{2 \cdot S_{SSi}} + f_{adm i} = 0$$

$$x^2 - L \cdot x + \frac{2 \cdot S_{SSi}}{CM_{trabe}} f_{adm i} = 0$$

$$C_i$$

Al resolver la ecuación cuadrática anterior se llega al valor deseado:

$$x = \frac{L}{2} \pm \sqrt{\frac{L^2}{4} - C_i}$$

■ Condición Crítica en la Fibra Superior (Tensión)

$$f_{\text{trabes}(x)} = \frac{M_{\text{trabe}(x)}}{S_{SSs}} \quad M_{\text{trabe}(x)} = \frac{CM_{\text{trabe}} \cdot x}{2} (L-x)$$

$$f_{\text{adm}s} = f_{\text{pt}s} - (-0.8 \cdot \sqrt{f'_{\text{ci}}}) = f_{\text{pt}s} + 0.8 \cdot \sqrt{f'_{\text{ci}}}$$

Procediendo de igual manera que para la fibra inferior:

$$\frac{CM_{\text{trabe}} x(L-x)}{2 \cdot S_{SSs}} + f_{\text{adm}s} = 0$$

$$x^2 - L \cdot x - \underbrace{\frac{2 \cdot S_{SSs}}{CM_{\text{trabe}}}}_{C_s} f_{\text{adm}s} = 0$$

$$x = \frac{L}{2} \pm \sqrt{\frac{L^2}{4} + C_s}$$

Paso 1: Cálculo de las Longitudes a Encamisar

Considerando que en la reducción de torones rige la compresión en el elemento, puesto que se requiere un desempeño eficiente en la etapa de servicio (Se dispondrá de acero de refuerzo para tomar tensiones donde el elemento lo requiera).

Para 26 Torones:

$$f_{\text{pt}i} = n \cdot a_s \cdot f_{\text{st}} \left(\frac{1}{A_{SS}} + \frac{e}{S_{SSi}} \right) = 26(1.40)(12887) \left(\frac{1}{5602} + \frac{70.45}{189636} \right) = 258.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\text{pt}s} = n \cdot a_s \cdot f_{\text{st}} \left(\frac{1}{A_{SS}} - \frac{e}{S_{SSs}} \right) = 26(1.40)(12887) \left(\frac{1}{5602} - \frac{70.45}{259124} \right) = -43.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\text{adm}i} = f_{\text{pt}i} - 0.6f'_{\text{ci}} = 258.0 - 0.6(0.8 \times 400) = 66.0 \text{ kg/cm}^2$$



$$C_i = \frac{2S_{SSi}}{CM_{trabe}} f_{adm_i} = \frac{2(189636)}{13.45} (66.0) = 1861165$$

$$x = \frac{L}{2} - \sqrt{\frac{L^2}{4} - C_i} = \frac{2800}{2} - \sqrt{\frac{2800^2}{4} - 1861165} = 1086 \text{ cm}$$

⇒ X (26 Torones) = 1 086 cm

Revisión de esfuerzos en X = 10.86 m en la etapa de transferencia

$$M_{trabe(x)} = \frac{CM_{trabe} \cdot x}{2} (L - x) = \frac{13.45(1086)}{2} (2800 - 1086) = 12\,516\,336 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$f_{trabe i(x)} = -\frac{M_{trabe(x)}}{S_{SSi}} = -\frac{12516336}{189636} = -66.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{trabe s(x)} = \frac{M_{trabe(x)}}{S_{SSs}} = \frac{12516336}{259124} = 48.3 \text{ kg/cm}^2$$

| Esfuerzos Actuantes | | |
|---------------------|---------------------------------|----------------------------------|
| Carga | Fibra Inferior | Fibra Superior |
| Presfuerzo | 258.0 | -43.8 |
| Peso Propio | -66.0 | 48.3 |
| Resultante | 192.0 | 4.5 |
| Revisión | -14.3 < 192.0 = 192 ✓ | -14.3 < 4.5 < 192 ✓ |

De la revisión anterior se puede observar hasta X = 10.86 m con 26 Torones actuando en la sección, el elemento se encuentra dentro de los límites permisibles

Cálculo de la longitud práctica a encamisar

$$L_e = X - L_d \quad \begin{array}{l} X = \text{Longitud Teórica a Encamisar} \\ L_d = \text{Longitud de Desarrollo} = 50 \cdot \phi = 50(1.524) = 76.2 \text{ cm} \end{array}$$

$$L_e = 1\,086 - 76.2 = 1009.8 \text{ cm}$$

⇒ Longitud a encamisar $L_e = 10.10 \text{ m}$

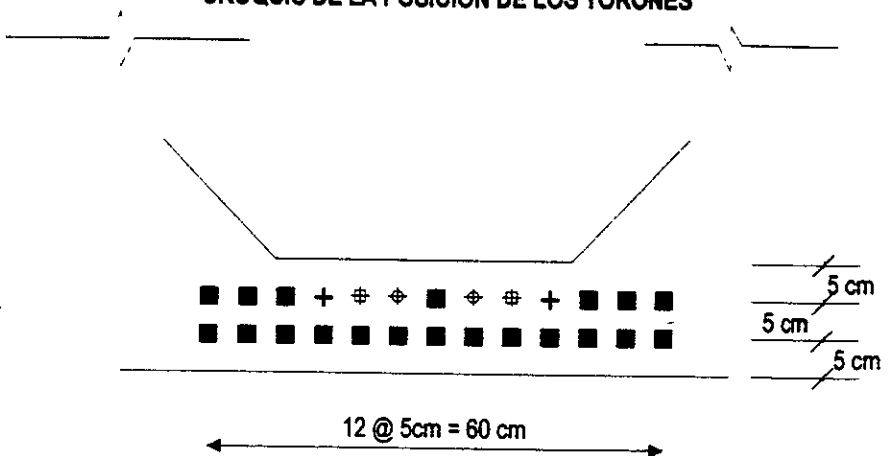


Se procede de igual forma para 24, 22, y 20 Torones, obteniéndose los siguientes resultados:

| Longitud del Encamisado de Torones | | | | | | | | | |
|------------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|---------|----------------------|---|---|---|---|---------------------|
| Torones n | $f_{pt\ i}$ Kg/cm ² | $f_{pt\ s}$ Kg/cm ² | x cm | M trabe (x) Kg cm | $f_{trabe\ i\ (x)}$ Kg/cm ² | $f_{trabe\ s\ (x)}$ Kg/cm ² | $f_{res\ i\ (x)}$ Kg/cm ² | $f_{res\ s\ (x)}$ Kg/cm ² | L _e m |
| 26 | 258.0 | -43.8 | 1086 | 12516336 | -66.0 | 48.3 | 192.0✓ | 4.5✓ | 10.10 |
| 24 | 238.6 | -40.8 | 597 | 8842972 | -46.6 | 34.1 | 192.0✓ | -6.7✓ | 5.20 |
| 22 | 219.3 | -37.8 | 309 | 5169608 | -27.3 | 20.0 | 192.0✓ | -17.8X | 2.30 |
| 20 | 199.9 | -34.7 | 82 | 1496244 | -7.9 | 5.8 | 192.0✓ | -29.0X | 0.10 |

X En estas secciones se requiere acero ordinario para tomar las tensiones

CROQUIS DE LA POSICIÓN DE LOS TORONES

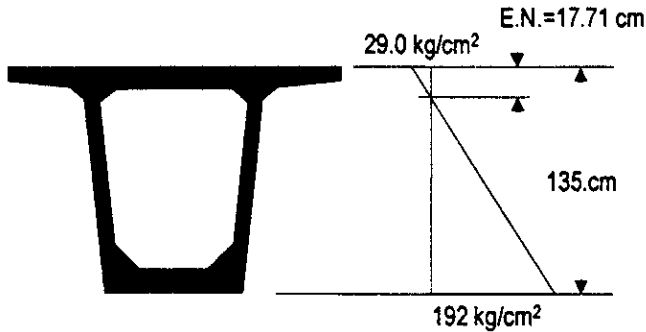


| Longitud de Encamisado | | |
|-----------------------------|---------------------|---------------|
| Torón | L _e m | |
| 26 torones 0.6" φ 270ksi | 2 ⊕ | 10.10 |
| | 2 ⊕ | 5.20 |
| | 2 ⊕ | 2.30 |
| | 20 ■ | No enductados |



Paso 2: Cálculo del Acero de Refuerzo por Tensión en la Etapa de Transferencia

Del procedimiento anterior podemos observar que el esfuerzo resultante inferior en los extremos del elemento no se encuentra dentro del esfuerzo permisible, por lo cual se suministrará acero de refuerzo que tome la fuerza total de tensión:



$$EN = \frac{29(135)}{(29 + 192)} = 17.71 \text{ cm}$$

$$T_s = \frac{1}{2} f_s \cdot A_c = \frac{1}{2} (29.0)(2275) = 32988 \text{ kg} \quad A_c = \text{Area de Concreto hasta el E.N.}$$

$$A_s = \frac{T_s}{0.5f_y} = \frac{32988}{0.5(4200)} = 15.70 \text{ cm}^2$$

Usando barras del número 4, $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$

$$\# \text{Barras} = \frac{A_s}{a_s} = \frac{15.70 \text{ cm}^2}{1.27 \text{ cm}^2} = 12.4$$

➔ Usar 12 Bars # 4 @ 15 cm colocadas en los extremos de la trabe en el Patín Superior para tomar tensiones (solo se requiere hasta 2.50 m)



Paso 3: Cálculo del Acero de Refuerzo por Cambios Volumétricos (Por Temperatura)

$$a_s = \frac{66\,000 \cdot x_1}{f_y (x_1 + 100)} = \frac{66\,000(9)}{4200(9+100)} = 1.30 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Usando barras del # 3, $a_s = 0.71 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{100 a_s}{A_s} = \frac{100(0.71 \text{ cm}^2)}{1.30 \text{ cm}^2} = 54.6 \text{ cm}$$

➔ Usar Bars # 3 @ 30 cm por cambios volumétricos (por temperatura)



8.7 DISEÑO POR CORTANTE

En el diseño por cortante consideraremos como sección crítica la localizada a una distancia de un peralte ($h = 1.35$ m) del extremo de la trabe, además se hace una revisión a un cuarto del claro ($L/4=7.00$ m). Los elementos mecánicos que actúan sobre el elemento son los mostrados en la siguiente tabla (obtenidos en el análisis estructural):

| Elementos Mecánicos Actuantes' | | | | | | |
|--------------------------------|---|-----------------|-------------|---|-------------------|---------------|
| X m | Fuerza Cortante | | | Momento Flexionante | | |
| | V_{cm} kg | V_{cv+} kg | V_u kg | M_{cm} kg m | M_{cv+} kg m | M_u kg m |
| $h = 1.35$ | 33851 | 31275 | 111904 | 48138 | 44474 | 159131 |
| $L/4=7$ | 18732 | 17306 | 61923 | 196686 | 181714 | 650192 |
| | $V_u = 1.3 [V_{cm} + 1.67 \cdot V_{cv+}]$ | | | $M_u = 1.3 [M_{cm} + 1.67 \cdot M_{cv+}]$ | | |

8.7.1 Diseño por Cortante Vertical o Tensión Diagonal

En el diseño por cortante vertical se ha de cumplir con la siguiente condición:

$$\begin{aligned}
 V_u &= \text{Fuerza Cortante Ultima} \\
 V_u &\leq V_R = \phi \cdot V_n & \phi &= 0.85 \\
 V_n &= V_c + V_s
 \end{aligned}$$

Donde:

La fuerza cortante que toma el concreto se determinará como:

$$V_c = \left(0.16 \sqrt{f'_c} + 50 \frac{V_u \cdot d}{M_u} \right) b_w \cdot d \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{V_u d}{M_u} \leq 1.0 \\ V_{c \min} = 0.55 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \\ V_{c \max} = 1.35 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \end{array} \right.$$

Y la fuerza cortante que toma el acero se calculará como:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{S} \quad \left\{ \begin{array}{l} V_{s \min} = 3.5 \cdot b_w \cdot d \\ V_{s \max} = 2.1 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \end{array} \right.$$



Paso 1: Cálculo de las Condiciones Límite

$$V_{c \min} = 0.55 \sqrt{400} (9 + 9)(143) = 28\,315 \text{ kg}$$

$$V_{c \max} = 1.35 \sqrt{400} (9 + 9)(143) = 69\,500 \text{ kg}$$

$$V_{s \min} = 3.5(9 + 9)(143) = 9\,010 \text{ kg}$$

$$V_{s \max} = 2.1 \sqrt{400} (9 + 9)(143) = 108\,110 \text{ kg}$$

Paso 2: Cálculo del Acero de Refuerzo por Cortante Vertical (Estribos)

■ Revisión en $x = h = 1.35 \text{ m}$

Actúan 20 Torones $e' = 6.75 \text{ cm}$, $d = h - e' = 1.50 - 0.0675 = 1.43$

$$\frac{V_u d}{M_u} = \frac{111904(1.43)}{159131} = 1.00 \leq 1.0 \checkmark$$

$$V_c = (0.16 \sqrt{400} + 50(1.00))(9 + 9)(143) = 136\,937 \text{ kg} > V_{c \max} \times$$

⇒ Rige $V_{c \max} = 69\,500 \text{ kg}$

$$V_{s \text{REQ}} = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{111904}{0.85} - 69500 \text{ kg} = 62150 \text{ kg} < V_{s \max} \checkmark$$

Proponemos usar barras del número 3, $a_s = 0.71 \text{ cm}^2$ (2 ramas)

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{S} = \frac{(2 \times 0.71)(4\,200)(143)}{S} = \frac{852\,852}{S}$$

Si $S = 13 \text{ cm}$: $V_s = 65\,604 \text{ kg} < V_{s \text{REQ}} = 62\,150 \text{ kg} \checkmark$



$$S_{\max} \leq \begin{cases} \frac{3h}{4} = \frac{3(150)}{4} = 112.5 \text{ cm} \\ \text{Si } V_s \geq 1.1 \sqrt{f'_c} b_w d : \frac{3h}{8} = \frac{3(150)}{8} = 56.3 \text{ cm} \\ \frac{A_v f_y}{3.5 b_w} = \frac{1.42(4200)}{3.5(18)} = 95 \text{ cm} \end{cases}$$

⇒ $S = 13 \text{ cm} < S_{\max}$ ✓

$$\# \text{Estribos} = \frac{L}{4S} = \frac{2800}{4 \times 13} = 53.8$$

⇒ Usar 55 Estribos del # 3 @ 13 cm en cada cuarto extremo de la trabe

■ Revisión en $x = L/4 = 7.0 \text{ m}$

Actúan 24 Torones $e' = 7.30 \text{ cm}$, $d = h - e' = 1.50 - 0.073 = 1.43$

$$\frac{V_u d}{M_u} = \frac{61923(1.43)}{650192} = 0.136 \leq 1.0 \checkmark$$

$$V_c = (0.16 \sqrt{400} + 50(0.136))(9 + 9)(143) = 25\,740 \text{ kg} < V_{c,\min} \times$$

⇒ Rige $V_{c,\min} = 28\,315 \text{ kg}$

$$V_{s,\text{REQ}} = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{61923}{0.85} - 28315 \text{ kg} = 44535 \text{ kg} \checkmark < V_{s,\max} \checkmark$$

Proponemos usar barras del número 3, $a_s = 0.71 \text{ cm}^2$ (2 ramas)

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{S} = \frac{(2 \times 0.71)(4\,200)(143)}{S} = \frac{852\,852}{S}$$

Si $S = 20 \text{ cm}$: $V_s = 42\,640 \text{ kg} \approx V_{s,\text{REQ}}$

⇒ Usar Estribos del # 3 @ 20 cm en los cuartos centrales de la trabe



8.7.2 Diseño por Fuerza Cortante Horizontal

En el diseño por cortante horizontal se ha de cumplir con la siguiente condición:

$$V_u = \text{Fuerza Cortante Ultima}$$

$$\phi = 0.85$$

$$V_u \leq \phi \cdot V_{nh}$$

Si $V_u \leq 35b_v d$: $V_{nh} = (18 + 0.6\rho_v f_y)b_v d$

Si $V_u > 35b_v d$: Aplicar Criterio Cortante – Fricción

Paso 1: Cálculo del Acero de Refuerzo por Cortante Horizontal (Conectores)

■ **Revisión en $x = h = 1.35 \text{ m}$**

Determinación de la resistencia tomando en cuenta el acero de refuerzo requerido por tensión diagonal:

2 ramas de estribos del # 3 @ 13 cm

$$V_u = 111904 \text{ kg} < \phi 35b_v d = 0.85(35 \times 200 \times 143) = 850850 \text{ kg}$$

$$\rho_v = \frac{A_v}{b_v \cdot S} = \frac{1.42}{200(13)} = 0.000546$$

$$V_{rh} = \phi V_{nh} = 0.85(18 + 0.6(0.000546)(4200))(200)(143) = 471030 \text{ kg} < V_u \checkmark$$

Al considerar el refuerzo por tensión diagonal (2 ramas de estribos del # 3 @ 13 cm), no se requiere adicionar conectores, únicamente habrá de asegurarse que los estribos calculados por tensión diagonal (Cortante Vertical) se prolonguen hasta formar la sección compuesta.

➡ **No se requieren conectores de cortante**

■ **Revisión en $x = L/4 = 7.00 \text{ m}$**

Determinación de la resistencia tomando en cuenta el acero de refuerzo requerido por tensión diagonal:

2 ramas de estribos del # 3 @ 20 cm



$$V_u = 61\,923 \text{ kg} < \phi 35 b_v d$$

$$\rho_v = \frac{A_v}{b_v \cdot S} = \frac{1.42}{200(20)} = 0.000355$$

$$V_{Rn} = \phi V_{nh} = 0.85(18 + 0.6(0.000355)(4200))(200)(143) = 459\,330 \text{ kg} < V_u \checkmark$$

Al considerar el refuerzo por tensión diagonal (2 ramas de estribos del # 3 @ 20 cm), no se requiere adicionar conectores, únicamente habrá de asegurarse que los estribos calculados por tensión diagonal (Cortante Vertical) se prolonguen hasta formar la sección compuesta.

➡ No se requieren conectores de cortante



8.8 REVISIÓN DE LA DEFLEXIÓN

Las deflexiones máximas que se presentan en el elemento cumplirán con las siguientes deflexiones permisibles:

| Deflexiones Máximas Permisibles | |
|---|---|
| En Etapa de Transferencia y de Servicio | $\frac{L}{240} + \frac{1}{2} = 12.2 \text{ cm}$ |
| En Carga Viva más Impacto | $\frac{L}{800} = 3.5 \text{ cm}$ |

Paso 1: Cálculo de la Deflexión por Carga Muerta

■ Debida al Peso Propio de la Trabe

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{5CM_{\text{trabe}}L^4}{384E_cI_{SS}} = \frac{5(13.45)(2800)^4}{384(2.8 \times 10^5)(14782507)} = 2.6 \downarrow$$

■ Debida al Peso de la Losa Colada en Sitio

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{5 \cdot CM_{\text{losa}} \cdot L^4}{384E_cI_{SS}} = \frac{5(7.20)(2800)^4}{384(2.8 \times 10^5)(14782507)} = 1.4 \downarrow$$

■ Debida al Peso de la Carpeta Asfáltica, Guarnición y Parapeto

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{5 \cdot SCM \cdot L^4}{384E_cI_{SC}} = \frac{5(6.11)(2800)^4}{384(2.8 \times 10^5)(21767092)} = 0.8 \downarrow$$

Paso 2: Cálculo de la Deflexión por Carga Viva más Impacto

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{5 \cdot CV + I \cdot L^4}{384E_cI_{SC}} = \frac{5(24.723)(2800)^4}{384(2.8 \times 10^5)(21767092)} = 3.2 \downarrow$$



Paso 3: Cálculo de la Deflexión por Carga de Presfuerzo

■ **Debida al Presfuerzo en la Etapa de Transferencia**

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{F_i e L^2}{8E_s I_{ss}} = \frac{469087(70.45)(2800)^2}{8(2.8 \times 10^5)(14782507)} = 7.8 \text{ cm } \uparrow$$

■ **Debida al Presfuerzo en la Etapa de Servicio**

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{F_e e L^2}{8E_s I_{sc}} = \frac{382018(70.45)(2800)^2}{8(2.8 \times 10^5)(21767092)} = 4.3 \text{ cm } \uparrow$$

$$\Delta_{\text{máx T}} = 7.8 - 2.6 = 5.2 \text{ cm } \uparrow$$

Paso 4: Revisión de la Deflexión

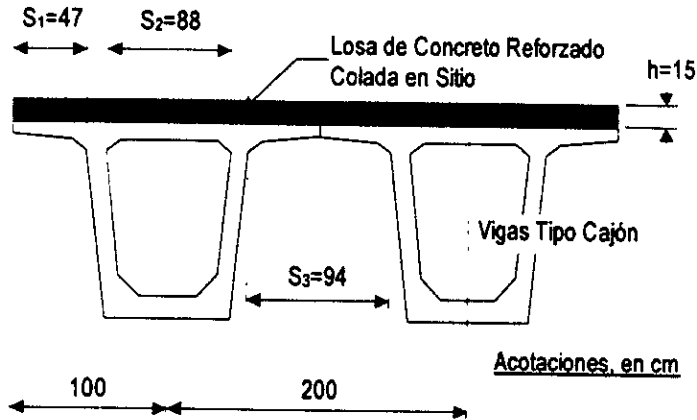
| Revisión de Deflexiones Resultantes en el Elemento | | |
|--|--------------------------------|--------------------------|
| Etapa | Carga | Δ (cm) |
| Transferencia | Trabe | 2.6 ↓ |
| | Presfuerzo en Transferencia | 7.8 ↑ |
| | Resultante | 5.2 ↑ < 12.2 ✓ |
| Servicio | Trabe | 2.6 ↓ |
| | Losa | 1.4 ↓ |
| | Carpeta, Guarnición y Parapeto | 0.8 ↓ |
| | Carga Viva más Impacto | 3.2 ↓ |
| | Presfuerzo Efectivo | 4.3 ↑ |
| | Resultante | 3.7 ↓ < 12.2 ✓ |
| CV + I | Carga Viva más Impacto | 3.2 ↓ < 3.50 ✓ |

➡ Las deflexiones que se presentan en el elemento se encuentran dentro de los límites máximos permisibles



8.9 DISEÑO DE LA LOSA DE CONCRETO REFORZADO

La losa colada sobre la trabe prefabricada se diseñará aplicando las especificaciones AASHTO, a continuación se muestra paso a paso su diseño:



Por razones prácticas la losa se diseñará considerando el claro más grande, $S=94$ cm, en donde se presentan las acciones más desfavorables.

Paso 1: Cálculo del Momento Debido a Carga Muerta

$$CM = (\text{Espesor de la Losa})(\text{Peso Volumétrico del Concreto Reforzado}) + (\text{Espesor de la Carpeta Asfáltica})(\text{Peso Volumétrico del Concreto Asfáltico})$$

$$= [(0.15 \text{ m})(2400 \text{ kg/m}^3) + (10 \text{ cm})(2200 \text{ kg/m}^3)](1 \text{ m})$$

$$CM = 580 \text{ kg/m}$$

$$M_{CM} = \frac{w \cdot S^2}{10} = \frac{CM \cdot S^2}{10} = \frac{(580 \text{ kg/m})(0.94 \text{ m})^2}{10}$$

$$\Rightarrow M_{CM} = 51.25 \text{ kg m}$$

Paso 2: Cálculo del Momento Debido a Carga Viva más impacto

$$M_{CV} = 0.8 \left(\frac{P}{32} \right) \left(\frac{S}{0.3048} + 2 \right) = 0.8 \left(\frac{7257 \text{ kg}}{32} \right) \left(\frac{0.94 \text{ m}}{0.3048} + 2 \right)$$



$$M_{CV} = 922.4 \text{ kg m}$$

Al aplicar el coeficiente de impacto según ASSHTO

$$I = \frac{15.24}{S + 38} = \frac{15.4}{0.94 \text{ m} + 38} = 0.39 > 0.30, I = 0.30$$

$$M_{CV+} = (922.4 \text{ kg m})(1.30)$$

$$\Rightarrow M_{CV+} = 1199.1 \text{ kg-m}$$

Paso 3: Cálculo del Momento Ultimo

$$M_U = \gamma [\beta_{CM} \cdot M_{CM} + \beta_{CV} \cdot M_{CV+}]$$

$$M_U = 1.3 [1.0(51.25 \text{ kg m}) + 1.67(1199.1 \text{ kg m})]$$

$$\Rightarrow M_U = 2670 \text{ kg-m}$$

Paso 4: Cálculo del Acero de Refuerzo Principal

■ Para Momento Máximo Negativo

$$M_u = 2670 \text{ kg m} = 2.67 \times 10^5 \text{ kg-cm}$$

$$b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$$

$$h = h_{\text{losa}} + h_{\text{patín}} = 15 + 10 = 25 \text{ cm (considerando el espesor de la losa y el patín)}$$

$$d = h - \left(r + \frac{d_b}{2} \right) = 25 - 4 = 21 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot j \cdot d} = \frac{2.67 \times 10^5 \text{ kg-cm}}{0.9(4200 \text{ kg/cm}^2)(0.85)(21 \text{ cm})}$$

$$\Rightarrow A_s = 3.96 \text{ cm}^2$$

Usando barras del número 4, $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$

$$\# \text{Barras} = \frac{A_s}{a_s} = \frac{3.96 \text{ cm}^2}{1.27 \text{ cm}^2} = 3.12, \text{ proponemos usar 4 barras del \# 4}$$

$$A_s = 4(1.27 \text{ cm}^2) = 5.08 \text{ cm}^2 > 3.96 \text{ cm}^2$$



$$M_R = \phi \cdot T \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$T = A_s \cdot f_y = 5.08 \text{ cm}^2 (4200 \text{ kg/cm}^2) = 21336 \text{ kg}$$

$$a = \frac{T}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{21336 \text{ kg}}{0.85(250 \text{ kg/cm}^2)(100 \text{ cm})} = 1.00 \text{ cm}$$

$$M_R = 0.9(21336 \text{ kg}) \left(21 \text{ cm} - \frac{1.00 \text{ cm}}{2} \right) = 393\,650 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

➔ $M_R = 3\,936 \text{ kg} \cdot \text{m} > M_u = 2\,670 \text{ kg} \cdot \text{m}$ O.K.

➔ Usar Bars # 4 @ 25 cm

■ Para Momento Máximo Positivo

$$M_u = 2\,670 \text{ kg} \cdot \text{m} = 2.67 \times 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$$

$$h = h_{\text{losa}} = 15 \text{ cm} \text{ (considerando solo el espesor de la losa)}$$

$$d = h - \frac{d_b}{2} = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot j \cdot d} = \frac{2.67 \times 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{0.9(4200 \text{ kg/cm}^2)(0.85)(13 \text{ cm})}$$

$$\Rightarrow A_s = 6.40 \text{ cm}^2$$

Determinación del número de barras a emplear

Usando barras # 4, $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$

$$\# \text{Barras} = \frac{A_s}{a_s} = \frac{6.40 \text{ cm}^2}{1.27 \text{ cm}^2} = 5.04, \text{ proponemos usar 5 barras del \#4}$$

$$A_s = 5(1.27 \text{ cm}^2) = 6.35 \text{ cm}^2$$



$$M_R = \phi \cdot T \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$T = A_s \cdot f_y = 6.35 \text{ cm}^2 (4200 \text{ kg/cm}^2) = 26\ 670 \text{ kg}$$

$$a = \frac{T}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{26670 \text{ kg}}{0.85(250 \text{ kg/cm}^2)(100 \text{ cm})} = 1.26 \text{ cm}$$

$$M_R = 0.9(26670 \text{ kg}) \left(13 \text{ cm} - \frac{1.26 \text{ cm}}{2} \right) = 296\ 917 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

⇒ $M_R = 2\ 969 \text{ kg} \cdot \text{m} > M_u = 2\ 670 \text{ kg} \cdot \text{m}$ O.K.

⇒ Usar Bars # 4 @ 20 cm

Paso 5: Cálculo del Acero de Refuerzo de Distribución

$$D = \frac{220}{\sqrt{3.28 \cdot S}} = \frac{220}{\sqrt{3.28(0.94)}} = 125\% > 67\% \text{ usar } 67\%$$

$$\text{Acero de Distribución} = (67\%)(A_s) = 0.67(6.40 \text{ cm}^2) = 4.30 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usando barras del # 4, $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{100 a_s}{A_s} = \frac{100(1.27 \text{ cm}^2)}{4.30 \text{ cm}^2} = 29.5 \text{ cm}$$

⇒ Usar Bars # 4 @ 25 cm

Paso 6: Cálculo del Acero de Refuerzo por Cambios Volumétricos (Por Temperatura)

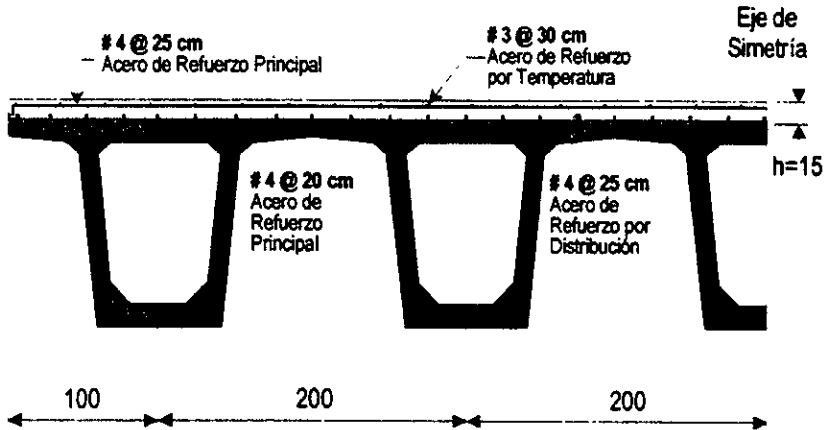
$$a_s = \frac{66\ 000 \cdot x_1}{f_y (x_1 + 100)} = \frac{66\ 000(15)}{4200(15 + 100)} = 2.05 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Usando barras del # 3, $a_s = 0.71 \text{ cm}^2$



$$S = \frac{100 a_s}{A_s} = \frac{100(0.71 \text{ cm}^2)}{2.05 \text{ cm}^2} = 34.63 \text{ cm}$$

➔ Usar Bars # 3 @ 30 cm



$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Recubrimiento 2 cm

Acotaciones, en cm

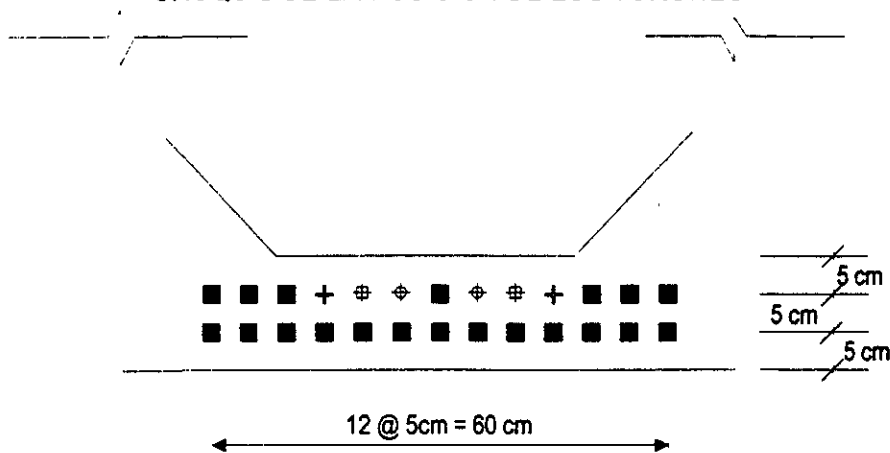
DETALLE DEL ARMADO DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA LOSA



8.10 PLANOS Y ESPECIFICACIONES

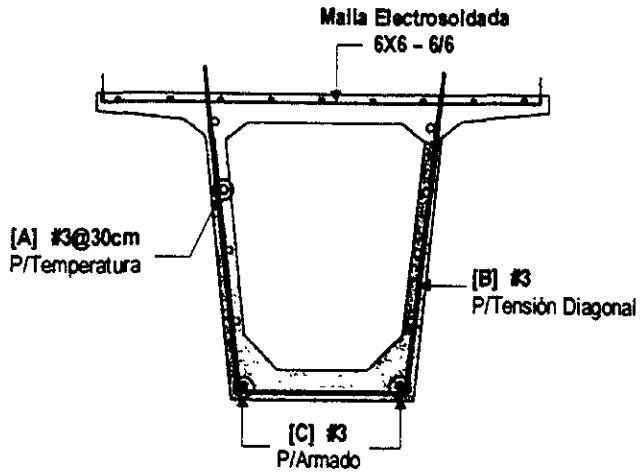
El proyecto final de la superestructura de puente estará formada por 5 traveses cajón cuyos requerimientos y especificaciones se resumen a continuación:

CROQUIS DE LA POSICIÓN DE LOS TORONES

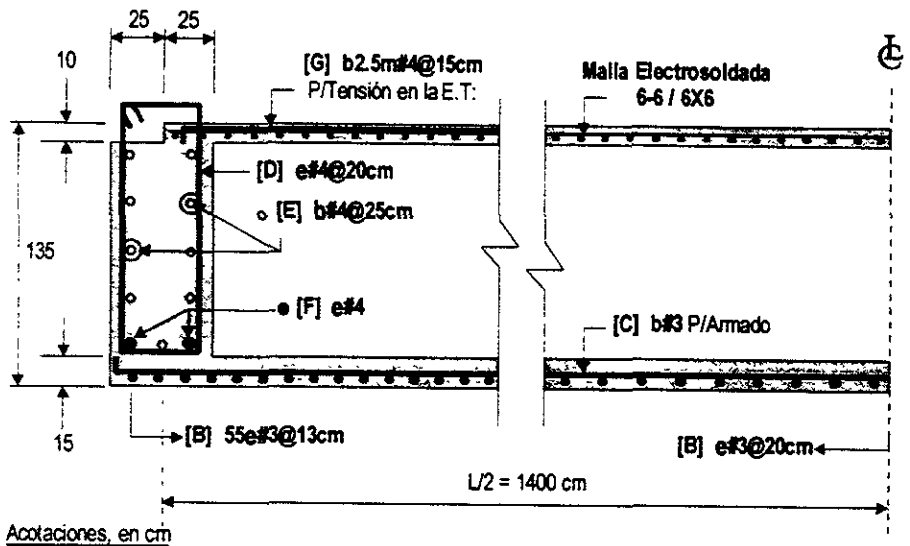


| Longitud de Encamisado | | |
|----------------------------------|------------|---------------|
| | Torón | L_e m |
| 26 torones 0.6" ϕ 270ksi | 2 \oplus | 10.10 |
| | 2 $\opl�$ | 5.20 |
| | 2 \oplus | 2.30 |
| | 20 ■ | No enductados |

Los 26 torones serán tensados a $0.75f_s = 14\ 250\ \text{kg/cm}^2$



DETALLE TRANSVERSAL DEL ARMADO DE LA TRABE CAJÓN



DETALLE LONGITUDINAL DEL ARMADO DE LA TRABE CAJÓN



| ESPECIFICACIONES | |
|------------------|--|
| Material | Propiedad |
| Concreto | $f'_c=400 \text{ kg/cm}^2$ (Trabes Cajón) |
| | $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$ (Losa) |
| | $\gamma_c=2400 \text{ kg/m}^3$ |
| Acero | $f'_s=270\text{ksi}=19000 \text{ kg/cm}^2$ (Torones) |
| | $f_y=60\text{ksi}=4200 \text{ kg/cm}^2$ (Barras) |
| | $f_y=70\text{ksi}=5000 \text{ kg/cm}^2$ (Malla) |

INSUMOS EN LA TRABE CAJÓN

ACERO DE REFUERZO

| Tipo | ϕ | Croquis | n | a cm | b cm | l cm | L m | W kg |
|--|--------|---------|-----|---------|---------|---------|--------|------------|
| A | 3 | | 8 | 2800 | | 2800 | 224 | 125 |
| B | 3 | | 180 | 75 | 145 | 365 | 657 | 368 |
| C | 3 | | 2 | 2800 | | 2800 | 56 | 31 |
| D | 4 | | 8 | 40 | 135 | 350 | 28 | 28 |
| E | 4 | | 18 | 100 | | 100 | 18 | 18 |
| F | 4 | | 4 | 80 | 110 | 300 | 12 | 12 |
| G | 4 | | 24 | 250 | | 250 | 60 | 60 |
| Peso Total de Acero de Refuerzo | | | | | | | | 642 |

ACERO DE PRESFUERZO

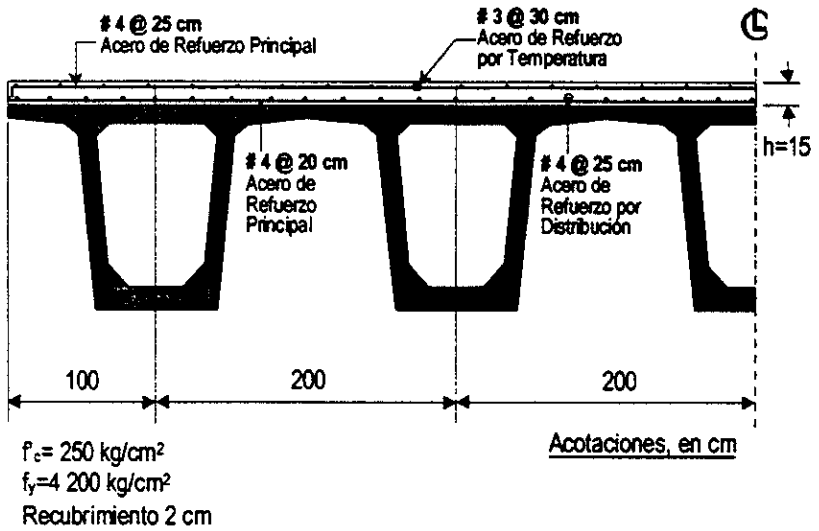
| | | | | | | |
|------------|------------|----|------|------|-----|-----|
| Torón 0.6" | 1.103 kg/m | 26 | 2800 | 2800 | 728 | 803 |
|------------|------------|----|------|------|-----|-----|

MALLA ELECTROSOLDADA

| | | | | |
|---------|------------------------|--|------------------------|-----|
| 6X6-6/6 | 1.93 kg/m ² | | 28X2=56 m ² | 108 |
|---------|------------------------|--|------------------------|-----|

Concreto

| Area ST m ² | L m | V m ³ | 2 Bloques Extremos m ³ | V _T m ³ |
|---------------------------|--------|---------------------|--------------------------------------|----------------------------------|
| 0.5602 | 28 | 15.85 | 2(0.50X0.80X1.10)=0.88 | 16.73 |



DETALLE TRANSVERSAL DEL ARMADO DE LA LOSA

FALTA PAGINA

No. 166



Conclusiones

El propósito fundamental de este trabajo fue exponer los principios básicos del análisis y diseño de la superestructura de puentes con elementos presforzados, al tratar este tema me permitió tener un concepto más claro de lo que al análisis y al diseño se refiere, y que de ello se desprenden las siguientes conclusiones:

Una situación crítica es que nuestro país no posee un documento normativo sobre diseño de puentes, lo cual resulta muy preocupante y es preciso se trabaje en ello. Aunque las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento del Distrito Federal prescriben sobre el diseño de estructuras de concreto presforzado, este es algo deficiente y además es incongruente en su notación haciendo complicada su interpretación.

Es importante considerar que las cargas promedio que circulan por las carreteras del país son superiores a las que autoriza la Secretaría de Comunicaciones y Transportes en la Ley General de Vías de Comunicación, es necesario entonces, en la autorización de dichas cargas considerar el daño estructural que se presenta en los puentes cuando éstas son excedidas.

En cuanto a la aplicabilidad del concreto presforzado en la construcción de puentes es claro que este sistema permite diseños altamente eficiente y adaptables a distintas expresiones artísticas, lo cual logra un diseño por demás estético y funcional cumpliendo así con el objetivo básico de la ingeniería.

Cada vez es más común el empleo de elementos presforzados en la superestructura de puentes, lo que impulsará a la investigación de estos sistemas estructurales en los círculos académicos. Con ello se logrará fortalecer el avance tecnológico de nuestro país.

FALTA PAGINA

No.

168

82
1



Apéndice

Tabla A.1 Propiedades geométricas de secciones usuales.

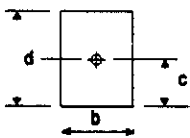
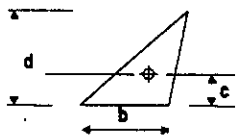
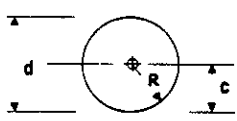
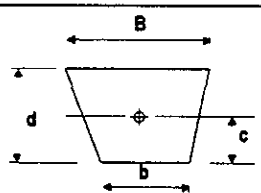
| | ST - Sección Transversal | Propiedad |
|------------|---|--|
| Rectángulo |  | $A = bd$ $c = \frac{d}{2}$ $I_o = \frac{bd^3}{12}$ |
| Triángulo |  | $A = \frac{bd}{2}$ $c = \frac{d}{3}$ $I_o = \frac{bd^3}{36}$ |
| Círculo |  | $A = \pi R^2 = \frac{\pi d^2}{4}$ $c = R = \frac{d}{2}$ $I_o = \frac{\pi R^4}{4} = \frac{\pi d^4}{64}$ |
| Trapezoido |  | $A = \frac{d(B+b)}{2}$ $c = \frac{d(2B+b)}{3(B+b)}$ $I_o = \frac{d^3(B^2 + 4Bb + b^2)}{36(B+b)}$ |



Tabla A.2 Equivalencias de unidades de uso común en la práctica de la ingeniería civil mexicana (MX)

| FACTORES DE CONVERSIÓN USS (United States System) | | | | |
|---|--|-----|-----------|--------------------|
| Cantidades | Unidad | USS | Factor | MX |
| Longitud | inch | in | 2.54 | cm |
| | foot | ft | 30.48 | cm |
| Fuerza | pound | lb | 0.453 592 | kg |
| | kilopound (1000 lb) | kip | 453.592 | kg |
| Esfuerzos | pound-force per square inch (lb/in ²) | psi | 0.070 307 | kg/cm ² |
| | kilopound-force per square inch (kip/in ²) | ksi | 70.306 90 | kg/cm ² |
| USS (Factor) = MX | | | | |
| FACTORES DE CONVERSIÓN SI (International System of Units) | | | | |
| Cantidades | Unidad | SI | Factor | MX |
| Fuerza | newton (kg m/s ²) | N | 1/9.80665 | kg |
| Esfuerzos | pascal (N/m ²) | Pa | 1/98066.5 | kg/cm ² |
| SI (Factor) = MX | | | | |



BIBLIOGRAFIA

- Barousse Moreno, M.A. (1997), *Estudio Estadístico de Pesos y Dimensiones de Vehículos para el Análisis Estructural de Puentes*, DEPFI UNAM
- Gallegos Suarez, A., *Apuntes de la Asignatura de Puentes*, FI - UNAM
- Gómez Martínez, R., *Métodos de Distribución Transversal en Superestructuras de Puentes*, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Monleón Cremadez, S., *Curso de Puentes: Volumen II*, Universidad Politécnica de Valencia.
- Nilson, Arthur H., *Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado*, Noriega Editores, México.
- Olivera Bustamante, F., *Estructuración de Vías Terrestres*, C.E.C.S.A., México.
- Reinoso Angulo, E., *Apuntes de Concreto Presforzado*, DEPFI - UNAM
- Uribe Escamilla, J., *Análisis de Estructuras*, Editorial Uniades, Bogotá Colombia.
- Tonias, Demetrios E., *Bridge Engineering: Design, Rehabilitation, and Maintenance of Modern Highway Bridges*, McGraw-Hill, Inc.
- Xanthakos, Petros P.(1994), *Theory and design of bridges*, John Wiley & Sons, Inc.
- Priestley, M.J.N. (1996), *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley & Sons, Inc.
- Bangash, M.Y.H., *Structural Details in Concrete*, Blackwell Scientific Publications
- Hursto, M.K., *Prestressed Concrete Design*, Chapman and Hall
- Naaman, Antonie E. (1982), *Prestressed Concrete Analysis and Design*, McGraw-Hill Book Company, New York
- O'Brien, E y Dixon A.S.(1995), *Reinforced and Prestressed Concrete*, Longman Scientific & Technical, London
- Wilson I., Eduard, *Sap90: Structural Analysis Users Manual*, Computers and Structures Inc.
- Standard Specifications for Highway Bridge*, 20th Edition, Adopted and Published by the American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc.