



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE TRABES TIPO AASHTO IV
APLICADAS AL PROYECTO: "P.I.V. ENTRONQUE
ACCESO- GM" DE LA CARRETERA MEXICO-SAN LUIS
POTOSI**

T E S I S

PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

GERARDO DELGADO PEREZ



**M.I FERNANDO MONROY MIRANDA
DIRECTOR DE TESIS**



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.

AGRADECIMIENTOS:

A MIS PADRES:

Jorge Delgado: A mi papá por el apoyo incondicional y ser un ejemplo en mi vida personal y profesional. Por todas tus enseñanzas y experiencia que siempre me transmites. Por enseñarme que con paciencia, perseverancia y esfuerzo puedo lograr todo lo que me proponga. A ti papá por ser mi inspiración y mantener siempre mi pasión por la ingeniería y enseñarme que nunca se termina de aprender.

Elizabeth Pérez: A mi mamá por estar siempre conmigo en las buenas y en las malas, por la paciencia, por apoyarme y aconsejarme cuando más lo necesitaba. Por enseñarme a siempre ir por más y destacar en todo lo que haga, porque siempre me dijiste “se el mejor”. A ti mamá que eres y serás parte importante en mi formación como ingeniero, a partir de ahora y para siempre.

A ambos, gracias por su cariño y amor, por ser las personas más importantes y a quien le debo mi vida y todos mis logros.

A MI HERMANA:

Katia Delgado: Por estar siempre a mi lado y formar parte de mi vida. Por haber crecido juntos y ser más que una hermana, una amiga y consejera.

A MI FACULTAD Y MIS PROFESORES:

Por haberme formado como profesional, enseñarme valores como la honestidad, el respeto y la perseverancia. Por la libertad de desarrollo intelectual que me permitió ser la persona que hoy soy.

INGENIERO RAUL OJESTO:

Por haberme iniciado en el área de la ingeniería estructural, que en hoy en día considero la más apasionante y a la que me quiero dedicar todo el tiempo que ejerza como profesional. Porque todo buen conocimiento necesita de buenas raíces, experiencia

INDICE

INTRODUCCION

Objetivo

Puentes en México

Generalidades

1. CONSIDERACIONES BASICAS DEL PROYECTO

1.1. Antecedentes

1.2. Descripción del proyecto

1.3. Estudios previos (Estudios de campo)

1.3.1. Estudio topográfico

1.3.2. Estudio de mecánica de suelos

1.4. Geometría del cruce en el tramo del puente

1.5. Consideraciones estructurales

2. ANALISIS Y DISEÑO DE LA SUPER ESTRUCTURA

2.1. Losa de rodamiento central

2.1.1. Análisis de carga muerta

2.1.2. Análisis de carga viva móvil

2.1.3. Factor de impacto

2.1.4. Momento de diseño

2.1.5. Constantes de diseño

2.1.6. Revisión por flexión

2.1.7. Área de acero

2.1.8. Acero por temperatura

2.1.9. Acero por distribución

2.1.10. Croquis de armado de losa

2.2. Losa de rodamiento en volado

2.2.1. Análisis de carga muerta

2.2.2. Análisis de carga viva móvil

2.2.3. Factor de impacto

2.2.4. Momento de diseño

2.2.5. Constantes de diseño

2.2.6. Revisión por flexión

2.2.7. Área de acero

2.2.8. Acero por temperatura

2.2.9. Acero por distribución

2.2.10. Croquis de armado de losa

- 2.3. Vigas pres forzadas
 - 2.3.1. Propiedades de la sección simple y compuesta
 - 2.3.2. Análisis de carga muerta
 - 2.3.3. Análisis longitudinal de carga viva móvil
 - 2.3.4. Análisis transversal de carga viva móvil
 - 2.3.5. Calculo del factor de impacto, reducción y concentración
 - 2.3.6. Elementos mecánicos
 - 2.3.7. Momentos flexionantes de Diseño
 - 2.3.8. Calculo de acero de presfuerzo
 - 2.3.8.1. Fuerza inicial del presfuerzo
 - 2.3.8.2. Estimación de numero de torones
 - 2.3.8.3. Calculo de perdidas
 - 2.3.9. Esfuerzo resultante y carga final con perdidas
 - 2.3.10. Diseño elástico al centro del claro
 - 2.3.11. Revisión por ruptura
 - 2.3.12. Cortante
 - 2.3.13. Revisión por acero mínimo
 - 2.3.14. Esfuerzos en la transferencia y encamisado de torones

3. ANALISIS Y DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

- 3.1. Introducción
- 3.2. Consideraciones de diseño
- 3.3. Elementos estructurales
- 3.4. Descripción de la estructura
 - 3.4.1. Ubicación de los apoyos
- 3.5. Planos y dimensiones de los apoyos

4. CONCLUSIONES

BIBLIOGRAFIA

INTRODUCCIÓN

OBJETIVO

Estudiar, analizar y diseñar las vigas tipo AASHTO de concreto pre-esforzado para un paso inferior vehicular del proyecto “P.I.V. Entronque acceso – GM” de la carretera 57 México – San Luis Potosí, con la finalidad de proponer la mejor solución estructural para su óptimo funcionamiento.

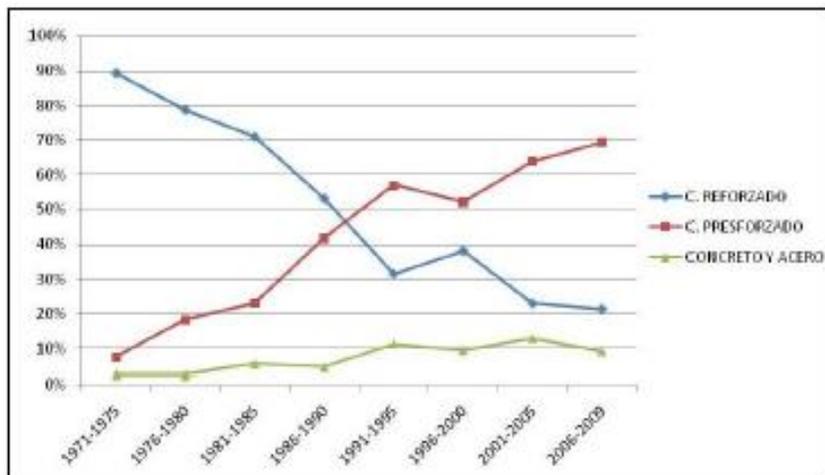
LOS PUENTES EN MÉXICO

Los puentes en México y en el mundo han tenido un avance significativo en su construcción durante las últimas décadas, sumado a diseños mucho más elaborados y eficientes, se encuentra el empleo de nuevos materiales y procesos constructivos. Básicamente un puente es una estructura que salva obstáculos, como puede ser un río, un foso, un barranco o una vía de comunicación, y permite el paso de peatones, animales o vehículos.

La normativa de la SCT define a un puente como “una estructura con longitud mayor de seis metros, que se construye sobre corrientes o cuerpos de agua y cuyas dimensiones quedan definidas por razones hidráulicas.” La misma norma define viaducto como “una estructura que se construye sobre barrancas, zonas urbanas u otros obstáculos, y cuyas dimensiones quedan definidas por razones geométricas, dependiendo principalmente de la rasante de la vialidad y del tipo de obstáculo que cruce.”

A lo largo del tiempo los puentes se han construido por la necesidad de intercomunicar servicios, poblaciones, comercios, etc. Debido al ahorro en cuanto al costo y tiempo de trayecto, que se ven reflejados en una mayor productividad de la comunidad, al disminuir el costo de combustible y las emisiones contaminantes y, en otros casos, proveen seguridad a los usuarios al salvar cañadas, ríos o accidentes geográficos. Por tal motivo, en la mayoría de los países desarrollados se invierte en la construcción de puentes de grandes claros, que permitan tener una infraestructura carretera más eficiente y segura

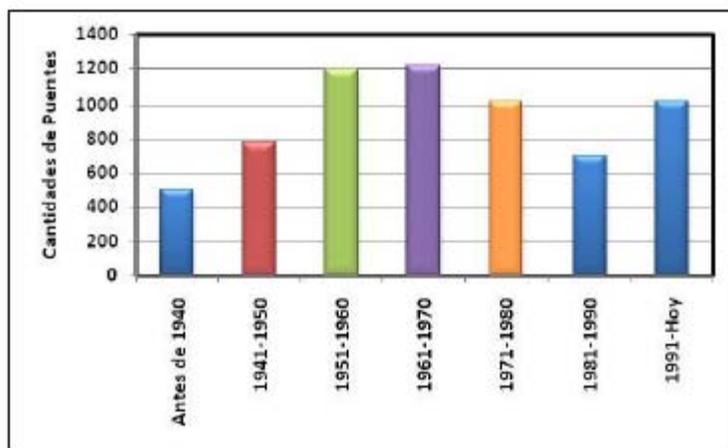
Debido a la gran ayuda a la economía que proporciona la construcción de los puentes, en México, durante las últimas décadas, ha aumentado su construcción en todo el país. Esta demanda de desarrollo ha llevado a buscar técnicas de construcción más rápidas y eficientes, empujando así a los puentes prefabricados a tomar ventaja sobre los puentes reforzados y los puentes de concreto y acero. Esto debido a que el prefuerzo proporciona un adicional en su resistencia a los elementos de concreto lo cual permite un ahorro de material, entre más ventajas que más adelante se describirán más a detalle.



Fuente: Base de datos del sistema de puentes Mexicanos SIPUMEX 2010

Figura A.- Tendencias en la construcción de puentes en México por tipo de superestructura

En la actualidad se tiene estimado que existen aproximadamente más de 6 854 puentes en la red federal de carreteras, de los cuales más del 57% de ellos (3 700) tendrán en el año 2020 más de 50 años de operación, estos puentes estarán rebasando la edad de servicio para la que fueron originalmente diseñados, por lo que se prevé una renovación importante de puentes en los próximos años y, de acuerdo con la tendencia mostrada en la figura 2.2, es muy probable que estos nuevos puentes estén constituidos por algún tipo de sistema de presfuerzo. (Carrión, López y Balancín, Samayoa 2 006).



Fuente: Base de datos del sistema de puentes Mexicanos SIPUMEX 2010

Figura B.- Número de puentes según su año de construcción

GENERALIDADES

Un puente es un sistema estructural que provee el paso sobre un curso de agua o una carretera. Existen varios tipos de puentes de acuerdo con ciertos criterios, inherentes a su composición o tipo de sistema, o al uso mismo de la estructura. Así, podemos clasificarlos -por su alineamiento- en puentes en tangente, en curva o en pendiente; por el tipo de sistema: puente colgante, puente atirantado, puente en arco o puente de armadura; por su dimensión: puentes de claros cortos, medianos o de grandes dimensiones; por su movilidad: puente basculante, giratorio o de elevación vertical; por su manera de efectuar el cruce: puente de trazo normal o puente es viajado y por último, por su material de composición: puente de concreto reforzado, concreto presforzado acero, mampostería, etc.

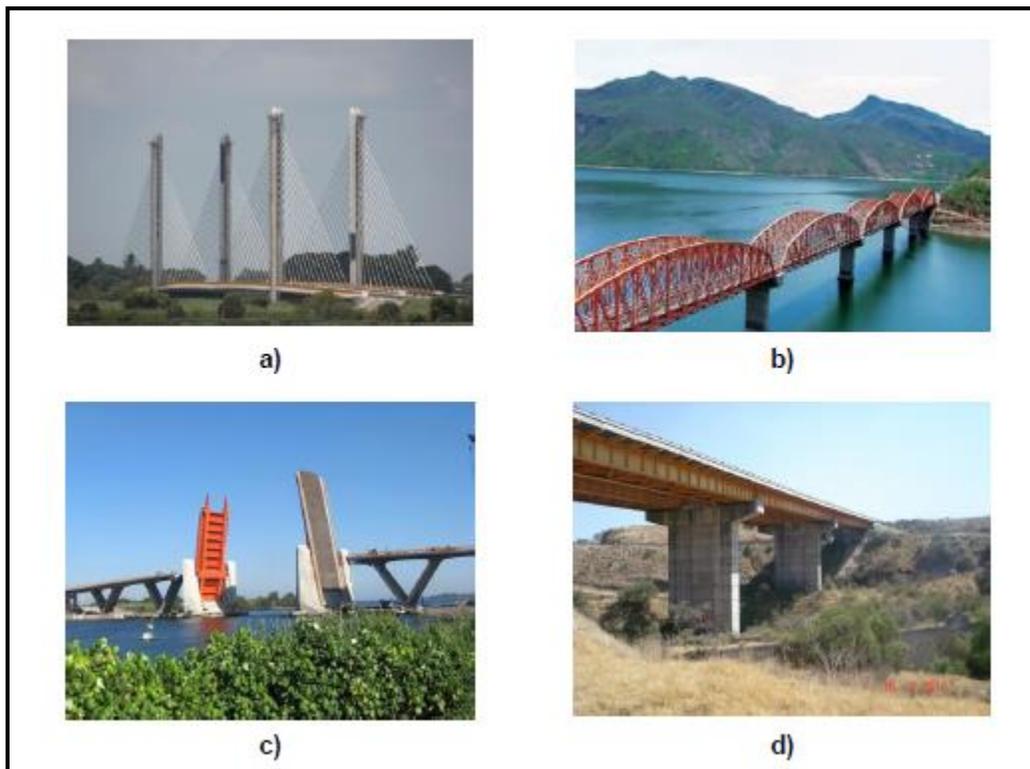


Fig. C.- Tipos de puentes. a) Puente rio Papaloapan (atirantado), b) Puente Infiernillo (armadura), c) Puente Albatros (basculante), d) Puente Barranca Honda (acero)

De acuerdo con su estructuración o funcionamiento mecánico, los puentes tienen cinco clasificaciones generales (Villarino, 2010): puentes rectos o de vigas, en ménsula, en arco, colgantes y atirantados.

Los puentes rectos son puentes formados fundamentalmente por elementos horizontales soportados en sus extremos. Estas estructuras se constituyen por vigas de madera, acero o concreto; o bien, una losa continua de concreto reforzado; son utilizados para librar claros cortos e intermedios, de hasta 50 metros. Algunas de las secciones empleadas para constituir los elementos horizontales de estas estructuras son:

- Losa maciza: construida *in situ*, su sección es constante, de forma rectangular y se fabrica generalmente con concreto reforzado. Es utilizada para librar claros de pequeñas longitudes.

- Vigas Te: coladas *in situ*, las vigas rectangulares y la losa de concreto se fabrican de manera monolítica, dando la forma "T" que da el nombre a este tipo de estructuración. Se constituyen por concreto reforzado.



Fig. D.- Sección transversal de puente con vigas Te (AASHTO, 2007)

-Vigas cajón: son hechas generalmente de concreto prefabricado o inclusive de acero. Para el caso de las vigas cerradas, la losa de tráfico es colada *in situ*, mientras en las vigas abiertas también es posible utilizar losas prefabricadas. Este tipo de sección puede contar con presfuerzo longitudinal, logrando alcanzar claros mayores.

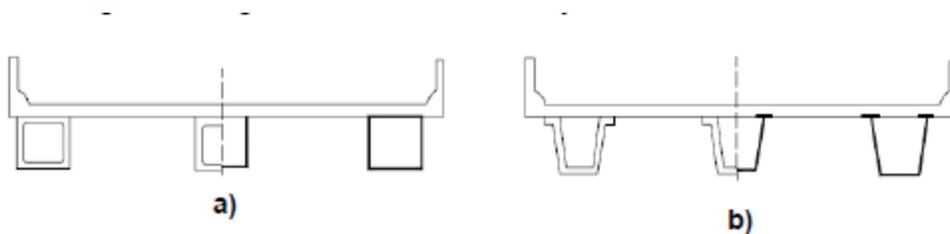


Fig. E.- Sección transversal de puente con vigas cajón, a) cerradas, b) abiertas (AASHTO, 2007)

- Vigas doble Te con conectores de corte: prefabricadas de concreto presforzado, pueden contar con un postensado horizontal. Su misma morfología ofrece una parte horizontal que constituye al tablero; la cual puede ser recubierta con concreto hidráulico o asfáltico, para mejorar la superficie de rodamiento.

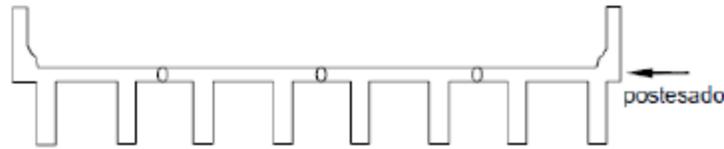


Fig. F.- Sección transversal de puente con vigas doble Te con conectores de corte (AASHTO, 2007)

- Vigas doble Te o tipo I: prefabricadas y constituidas generalmente por concreto presforzado. Tienen la particularidad de que ya existen secciones estandarizadas con dimensiones dadas, denominadas secciones tipo AASHTO, que permiten librar claros de distintas longitudes y requerimientos. La losa de tráfico generalmente es colada *in situ* con concreto reforzado.

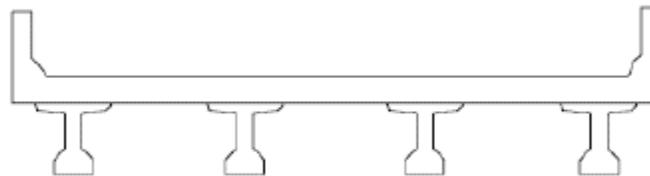


Fig. G.- Sección transversal de puente con vigas doble Te o tipo I (AASHTO, 2007)

- Vigas de acero: generalmente tienen sección doble T o secciones cajón, como ya se había mencionado. Cuentan con conectores de cortante para la losa de concreto reforzado colada *in situ* que se utiliza para el tablero.

Los puentes son concebidos como sistemas estructurales; por ello cuentan con ciertos componentes particulares, entre los que se encuentran:

- Superestructura
- Subestructura
- Infraestructura o cimentación
- Accesos
- Obras complementarias

La superestructura es el elemento que logra salvar el claro y provee así paso a los vehículos, recibe de manera directa las cargas vehiculares para su posterior transmisión a la subestructura. Este componente del sistema puede realizarse con losas apoyadas sobre vigas de concreto reforzado, sobre traveses tipo AASHTO, armaduras, etc.

La subestructura es el conjunto de apoyos que soportan la superestructura, su principal objetivo es transmitir las acciones provenientes de la superestructura a la infraestructura. Este tipo de componentes generalmente son estribos, pilas o caballetes.

La infraestructura es el conjunto de elementos que reciben las acciones provenientes de la subestructura para su transmisión y sustento directamente al suelo. El tipo de elementos que conforman la infraestructura son aquellos que transmiten las fuerzas aplicadas a la superestructura como zapatas, pilotes, estribos, etc.

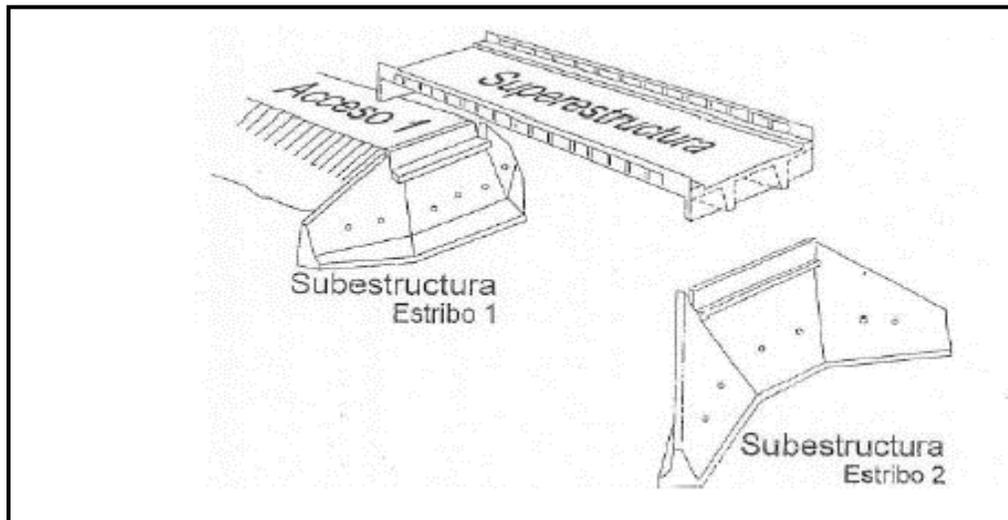


Fig. H.- Componentes de un puente (Sánchez G., 2008)

- CONCEPTOS BASICOS DE DISEÑO DE ELEMENTOS DE 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 **trabes para puentes de grandes claros**, con aplicaciones tan variadas como durmientes para vías de ferrocarril, tanques de almacenamiento y rehabilitación de estructuras dañadas por sismo, entre otras.

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

A continuación se muestra la acción de cargas gravitacionales “W” contra la fuerza ejercida por el presfuerzo “P”.

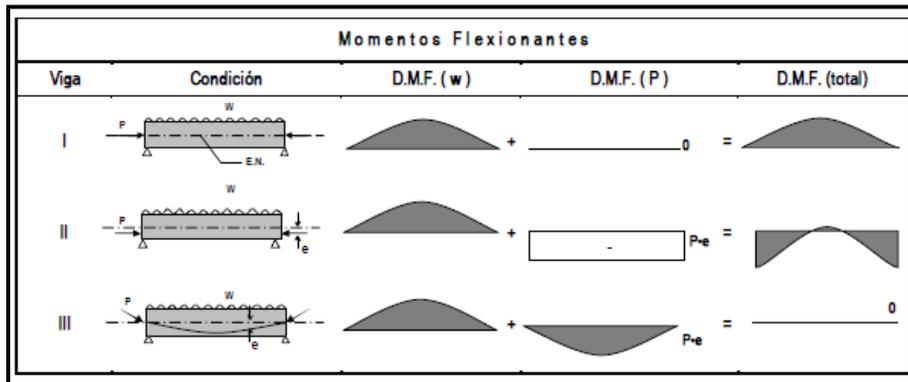


Figura I.- Momentos flexionantes a lo largo de vigas presforzadas simplemente apoyadas

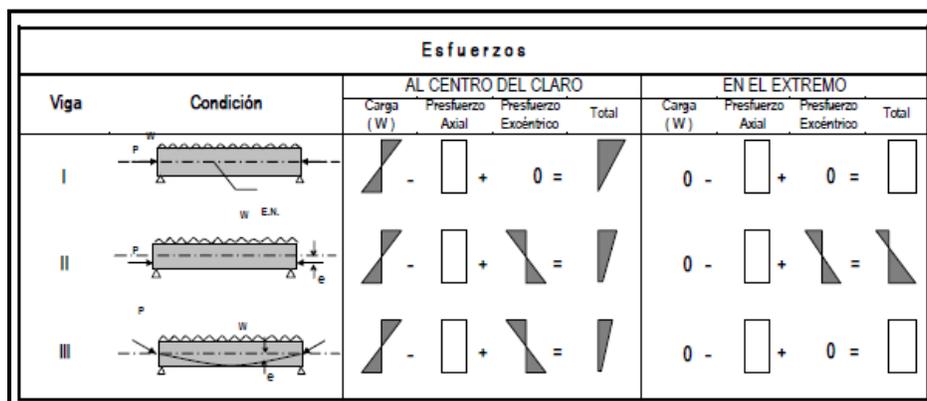


Figura J.- Esfuerzos al centro del claro y en los extremos de vigas simplemente apoyadas con y sin excentricidad.

En viga I para el efecto longitudinal provocado por la carga W se tiene el presfuerzo en el eje axial del elemento, lo cual no nos proporciona ningún efecto que pueda restar el momento provocado por la carga gravitacional, no así en el análisis de transversal de la misma viga I, en este se puede ver como la carga W afecta de forma típica al elemento, provocando esfuerzos de tensión en la fibra inferior y de esfuerzos de compresión en la fibra superior. Para este caso el presfuerzo resta esfuerzos provocados por la carga externa aplicada, proporcionando compresión toda la sección, la cual contrarresta el esfuerzo de tensión provocado por W , aunque aumenta de forma dramática los esfuerzos de compresión.

En la viga II con la misma carga aplicada W y el presfuerzo con una excentricidad es de notar que se contrarresta el momento en el centro del claro, debido a que el presfuerzo provoca un diagrama de momento constante a lo largo del elemento. Sin embargo se crea un exceso de momento en los extremos ya que no hay ninguna fuerza externa que lo contrarreste.

Finalmente en la viga III el presfuerzo es colocado con muy poca excentricidad en los extremos y mucha en el centro del claro, logrando así un diseño más eficiente, provocando esfuerzos máximos donde los necesitamos en el centro del claro y disminuyéndolos en los extremos.

Ventajas del concreto presforzado:

- Mejor comportamiento ante cargas de servicio por el control del agrietamiento y la deflexión.
- Permite el uso óptimo de materiales de alta resistencia.
- Se obtiene elementos más eficientes y esbeltos, con menos empleo de material.
- La producción en serie en plantas permite mayor control de cantidad y abatimiento de costos
- Mayor rapidez de construcción al atacarse al mismo tiempo varios frentes o construirse simultáneamente distintas partes de la estructura, lo cual lleva a una gran ventaja económica.

Desventajas de concreto presforzado:

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

Existen dos tipos de presfuerzo, el pretensado y el postensado. Para el fin de este trabajo se definirá solamente el pretensado, que es con el que se diseñaran las trabes de proyecto en análisis.

El pretensado: Se emplea la palabra pretensado para describir aquel presfuerzo que es colocado antes de colar el concreto, es decir, que se tensan los tendones antes del colado de los elementos a los cuales se les va a transmitir la fuerza de los tendones, en este caso, antes del colado de las trabes.

Para su fabricación se requiere de moldes y muertos (bloques de concreto enterrados en el suelo) que sean capaces de soportar el total de la fuerza de presfuerzo durante el colado y curado del concreto antes de cortar los tendones y que la fuerza pueda ser transmitida al elemento. La mayoría de los elementos presforzados se fabrican en serie dentro de las plantas con instalaciones adecuadas.

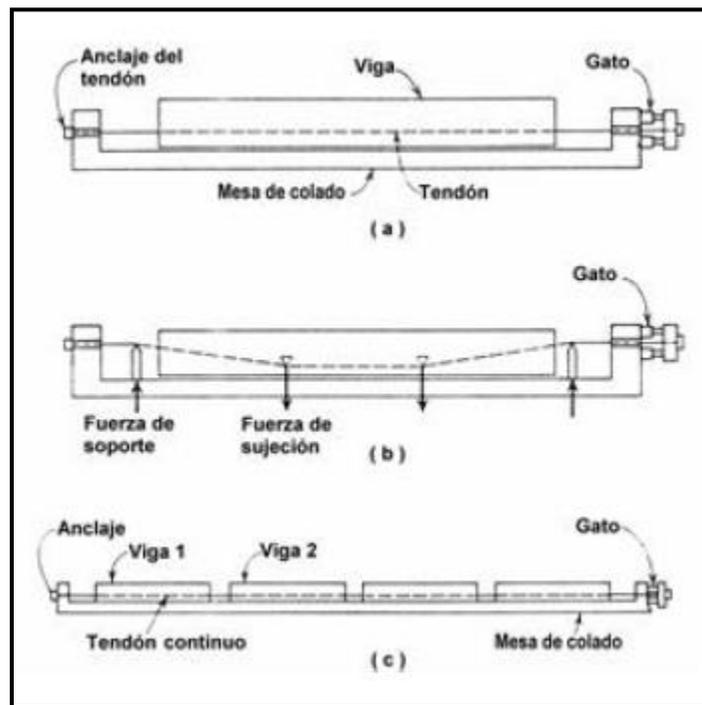


Figura K.- Fabricación de un elemento pretensado

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

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. 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 encamisando algunos de ellos.

MATERIALES

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

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

Convencionalmente se puede considerar que la parte ascendente de la gráfica esfuerzo-deformación del concreto exhibe un comportamiento elástico, 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 que para concreto presforzado, el siguiente valor de módulo de elasticidad, E_c , en kg/cm².

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

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.

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.

Los alambres son la parte individual de los torones, se fabrican laminando en caliente lingotes de acero hasta su tamaño requerido. Los alambres se fabrican en diámetros de 3, 4, 5, 6, 7,9.4 y 10 mm y las resistencias varían desde 16,000 hasta 19,000 kg/cm².

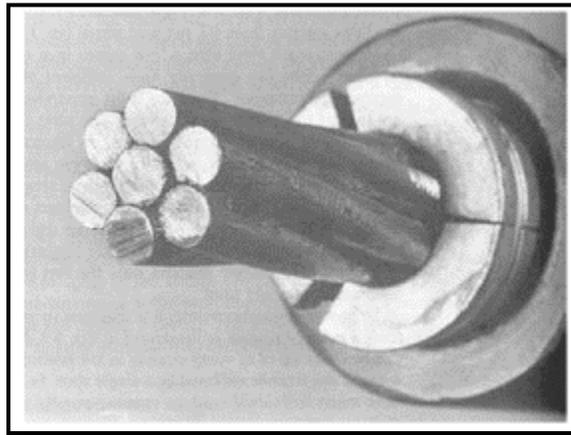


Figura L.- Torón utilizado en concreto presforzado

El torón se fabrica con siete alambres firmemente torcidos, cuyas características son las mismas que los alambres ya que es un conjunto de los mismos. Sin embargo las propiedades mecánicas comparadas con las de los alambres mejoran notablemente, sobre todo la adherencia. La resistencia a la ruptura f_{sr} es de 19,000 kg/cm² para el grado 270,000 lb/plg², que es el más utilizado actualmente. Los torones pueden obtener entre un rango de tamaños que va desde 3/8" hasta 0.6 pulgadas de diámetro, siendo los más comunes los de 3/8" y de 1/2" con áreas nominales de 54.8 y 98.7 mm², respectivamente.

El esfuerzo máximo al que se tensan los torones es de 0.8 f_{sr} que, como se parecía en la gráfica, es un esfuerzo de 15,200 kg/cm², para un torón de 1/2" y está debajo del esfuerzo de fluencia. El esfuerzo de servicio final, una vez que se han presentado todas las pérdidas, será entre 15 y 30 por ciento menos que el esfuerzo de tensado.

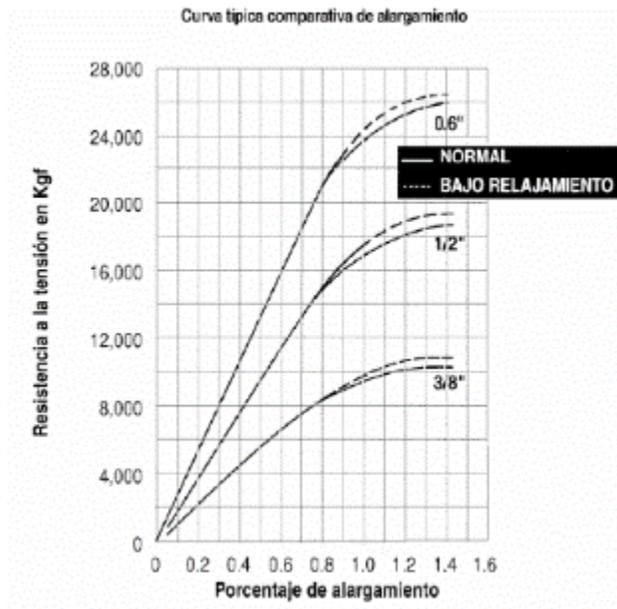


Figura M.- Curva fuerza-deformación para tres torones de distinto diámetro

ACERO DE REFUERZO

El uso del acero de refuerzo ordinario es común en elementos de concreto presforzado. La resistencia nominal de este acero es $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$. Este acero es muy útil para:

- Aumentar ductilidad
- Aumentar resistencia
- Resistir esfuerzos de tensión y compresión
- Resistir cortante y torsión
- Restringir agrietamiento por maniobras y cambios de temperatura
- Reducir deformaciones a largo plazo
- Confinar al concreto

1.- CONSIDERACIONES BASICAS

1.1 ANTECEDENTES

El proyecto consiste en la construcción de un puente vehicular en el cruce carretera 57 y entrada a G.M. en la zona industrial de San Luis Potosí.

El municipio de San Luis Potosí se encuentra localizado en la zona centro, la cabecera municipal tiene las siguientes coordenadas: 100° 58' de longitud oeste y 22° 09' de latitud norte, con una altura de 1,860 metros sobre el nivel del mar. Sus límites son: al norte, Moctezuma y villa de arista, al este, villa hidalgo, soledad de graciano Sánchez, cerro de san pedro y villa de Zaragoza, al sur, villa de reyes, al oeste, villa de Arriaga, mexquitic de Carmona y ahualulco.



Fig. 1.1.1 Localización del PIV entronque carretera Federal 57, San Luis Potosí, México.

1.2 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

La estructura es parte del Entronque “Carretera 57-Accseo GM”, ubicado en la carretera México-San Luis Potosí, en el estado de San Luis Potosí.

Se trata de un paso inferior vehicular de cuatro claros, cuya superestructura está integrada por trece traveses tipo AASHTO IV pretensadas, espaciadas a cada 1.40 m, trabajando en colaboración con una losa de concreto reforzado colada en sitio, de 20 cm de espesor.

Las dimensiones generales de la superestructura son: cuatro tramos de 30.00 m de claro, 18.40 m de ancho de calzada y 19.20 m de ancho total.

La superestructura se apoya sobre cargadores extremos de concreto reforzado, inmersos en los terraplenes de acceso, los cuales están integrados por tierra mecánicamente estabilizada, y tres pilas intermedias, también de concreto reforzado y cimentadas por superficie.

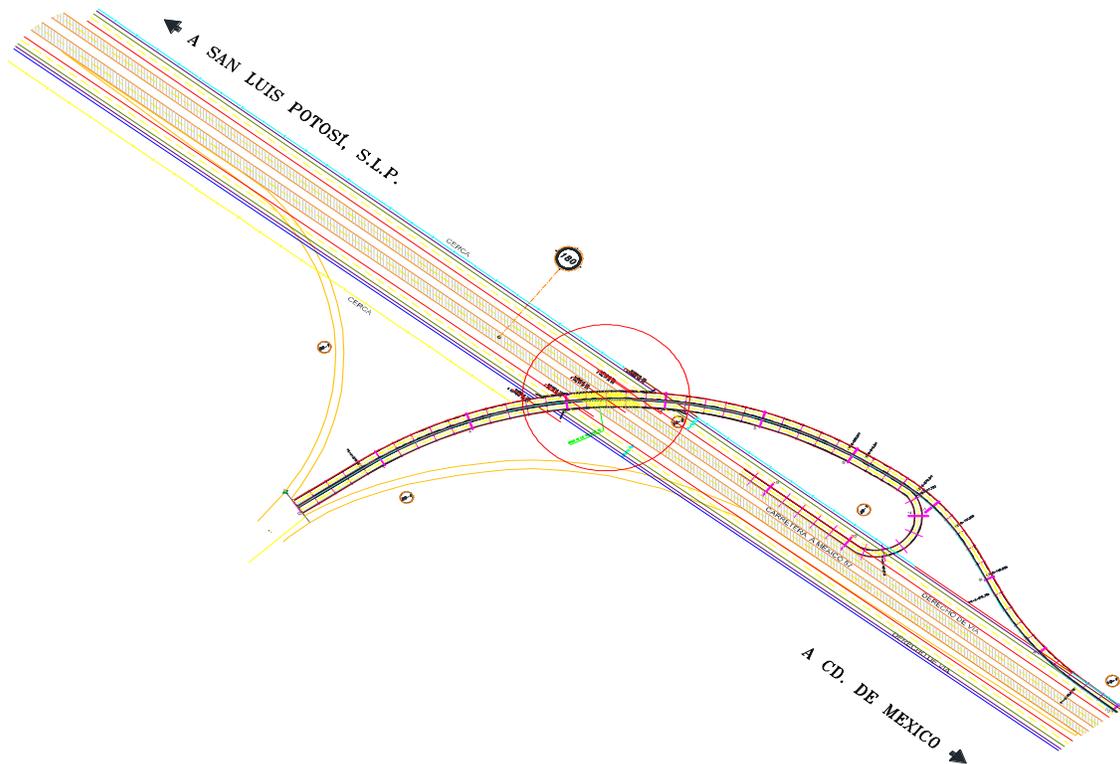


Fig. 1.2.1 Localización del PIV entronque carretera Federal 57 (PLANTA), San Luis Potosí, México.

1.3 ESTUDIOS PREVIOS (ESTUDIOS DE CAMPO)

Antes de entrar al diseño de la estructura es necesario contar con datos previos que nos permitan tener una vista más objetiva sobre el lugar donde se ira a construir. Para fines de este trabajo se definirán tres de los estudios principales que nos ayudaran a conocer más a detalle el sitio:

Estudio topográfico: En este se debe contener como mínimo la elevación y trazado de la zona en la que se va a construir de forma detallada incluyendo planimetría, secciones transversales en el eje propuesto enlazado con el eje de la vía, según la necesidad y condiciones topográficas. De tal modo que nos dará la información suficiente para ubicar toda la estructura y así tener claro la posición de nuestros apoyos, trabes y demás de elementos que la conforman.

Estudio de mecánica de suelos: El estudio de mecánica de suelos es de suma importancia ya que este proporciona información sobre el suelo en que se va a desplantar la estructura. Describiendo la estratigrafía del lugar, capacidad de carga y nivel de desplante, por mencionar los más relevantes para el diseñador, para esto es necesario realizar los estudios pertinentes en el lugar propuesto. Estos datos son fundamentales para el proyecto ya que define, en muchos de los casos, el material o la distribución con que se proyectara la estructura.

Estudio topo hidráulico: Este estudio tiene la finalidad de determinar el área hidráulica del puente, que es un elemento esencial para lograr un proyecto económico y confiable. Para ello, es necesario realizar estudios hidráulicos, en el sitio propuesto, los que deberán formar parte del anteproyecto del puente. Entre la información fundamental que este estudio proporciona está el nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME) y el nivel de aguas de diseño (NADI), entre otros, que ayudara a prevenir posibles desastres o accidentes y que son tomados en cuenta para el diseño del puente.

Este último estudio no es necesario para el proyecto en análisis ya que se proyectara un P.I.V. y el objetivo no es cruzar algún cuerpo de agua, sino una zona urbana.

1.3.1 ESTUDIO TOPOGRÁFICO:

El alineamiento horizontal en curva se define con los siguientes datos:

$Dt = 64^{\circ} 16' 55.08''$ derecha

$Gc = 2^{\circ} 30' 00''$ $Rc = 458.366$ m.

$Lc = 514.256$ m $Vel = 80$ km/hr

$PC = 100 + 078.585$ $PT = 100 + 592.841$

$Ac = 90$ cm $Sc = 6.8$ %

$Le = 76.00$ m

Ancho de corona en tangente: 17.50 m

Alineamiento vertical en curva con los siguientes datos:

PCV: 100 +210.00, Elevación = 1856.31 m.

PIV: 100 + 350.00, Elevación = 1862.61 m.

PTV: 100 + 490.00, Elevación = 1856.31 m.

Espesor de estructura de pavimento: 55 cm

Banco de nivel de referencia:

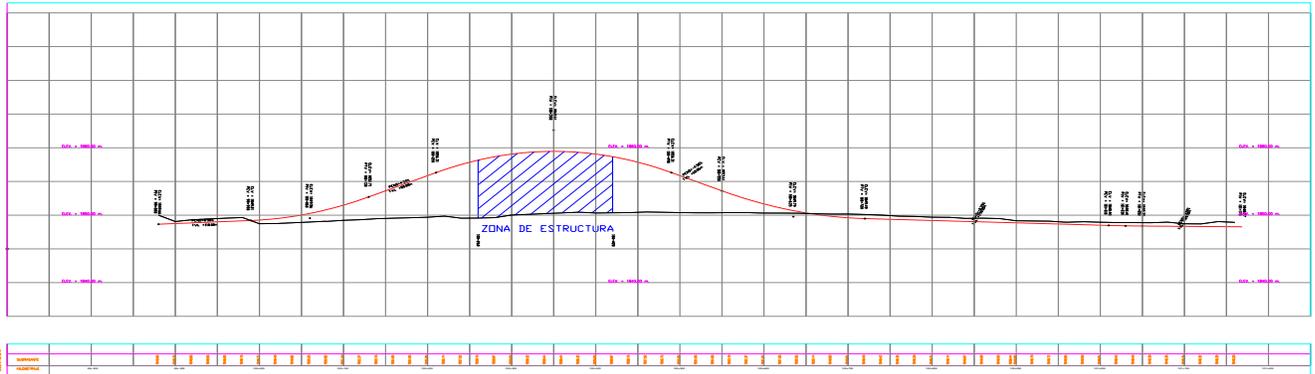
Sobre hombro derecho del cuerpo A en estación 100 + 360 con elevación promedio 1851.739 m.

Para facilitar la ubicación y control de la construcción se fija un sistema de coordenadas locales con origen en la estación 100 + 240.00 sobre el eje de trazo y de proyecto con el siguiente sistema de ejes:

Eje X: eje tangente al de trazo en la estación 100 + 240.00

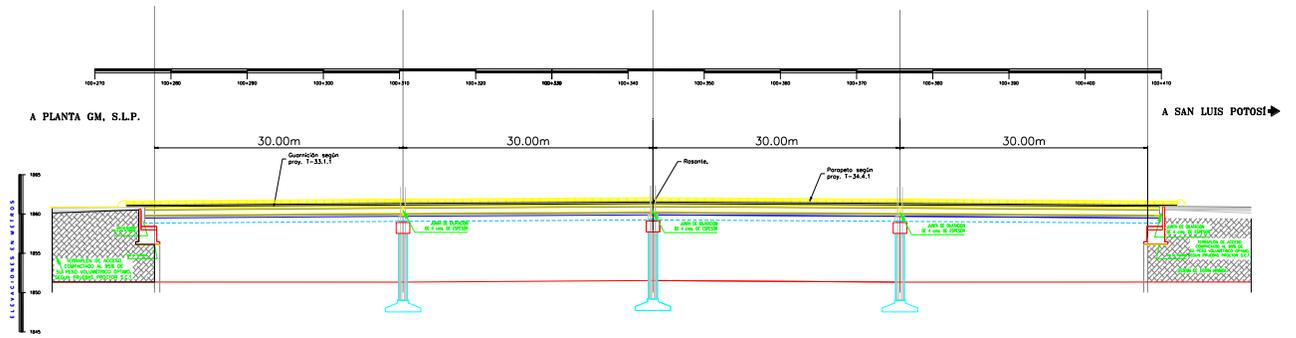
Eje Y: eje radial en la estación 100 + 240.00

El diseño geométrico de la estructura se basa en las características anteriores de los alineamientos horizontal, vertical del terreno y de la vialidad a la que pertenece.



CROQUIS ALINEAMIENTO VERTICAL POR EL EJE DEL TRAZO

Esc. VERTICAL 1:200
Esc. HORIZONTAL 1:2000



ELEVACION.- CORTE LONGITUDINAL POR EL EJE DE PROYECTO

ESC. 1 : 250

1.3.2 ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS:

El estudio se realizó con el propósito de conocer las propiedades físicas y mecánicas de los suelos para la construcción de un puente vehicular y su diseño estructural.

Los trabajos de exploración consistieron en doce (12) muestras obtenidas de siete (7) pozos a cielo abierto denominados PCA N°1, PCA N°2, PCA N°3, PCA N°4, PCA N°5, PCA N°6 y PCA N°7. Conjuntamente se realizaron 4 exploraciones, de las cuales dos fueron a 10 metros de profundidad y 2 más hasta 15 metros de profundidad.

De los dos pozos a cielo abierto y de las exploraciones se tomaron muestras inalteradas como muestras alteradas para conocer los parámetros de resistencia del suelo.

No se detectó nivel de aguas freáticas (NAF).

A continuación se muestra el cálculo de capacidad del estrato que se consideró más competente para el desplante de la estructura.

- Cálculo de capacidad de carga del suelo

CAPACIDAD DE CARGA

<p>PROYECTO FECHA EXPLORACION MUESTRA PROFUNDIDAD (METROS)</p>	<p>PUENTE CARRETERA B7 ENTRADA A QM 18-Nov-00 3 INALTERADA 3.00-3.37 mts.</p>
--	---

<p>DATOS:</p> <p>HUMEDAD(%) RELACION DE VACIOS POROSIDAD(%) GRADO DE SATURACION(%) PESO ESPECIFICO RELATIVO DE LOS SOLIDOS PESO ESPECIFICO HUMEDO(Kg/m³) PESO ESPECIFICO SECO(Kg/m³) PESO ESPECIFICO SATURADO(Kg/m³) ANGULO DE FRICCION INTERNA(°) COHESION(TON/M²) CLASIFICACION S.U.C.S.</p>	<p>14.86 1.12 52.56 38.88 2.60 1408.08 1228.68 1764.27 0.00 13.51</p>
---	---

(b)

CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA MAXIMA A LA FALLA EN ESTA PROFUNDIDAD:

$$q_u = c + \gamma NC + \gamma Df Nq + \gamma B Ny$$

$$q_u = 59.35 + 3.653 + 0.10036$$

$$q_u = 63.10 \text{ TON/M}^2$$

CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE EN ESTA PROFUNDIDAD:

FACTOR DE RIESGO(F) 3

$$q_a = q_u / 3 \text{ TON/M}^2$$

$$q_a = 21.04 \text{ TON/M}^2$$

RECOMENDACIONES:

- No se deberá de exceder la capacidad de carga admisible determinada para el estrato considerado como nivel de desplante.
- Las dimensiones del elemento de cimentación para las edificaciones deberán de ser tales que constructivamente se puedan llevar a cabo.
- Confirmar físicamente en campo que el elemento de cimentación definido para cada una de las diferentes estructuras queden desplantado en el estrato de suelo especificado como nivel de desplante.
- Se podrá utilizar como elementos de cimentación zapata aislada de concreto armado, apoyadas en el suelo clasificado como arena limosa (SM), a una profundidad de 3.00 metros considerando una capacidad de carga admisible de 21.06 ton/m².

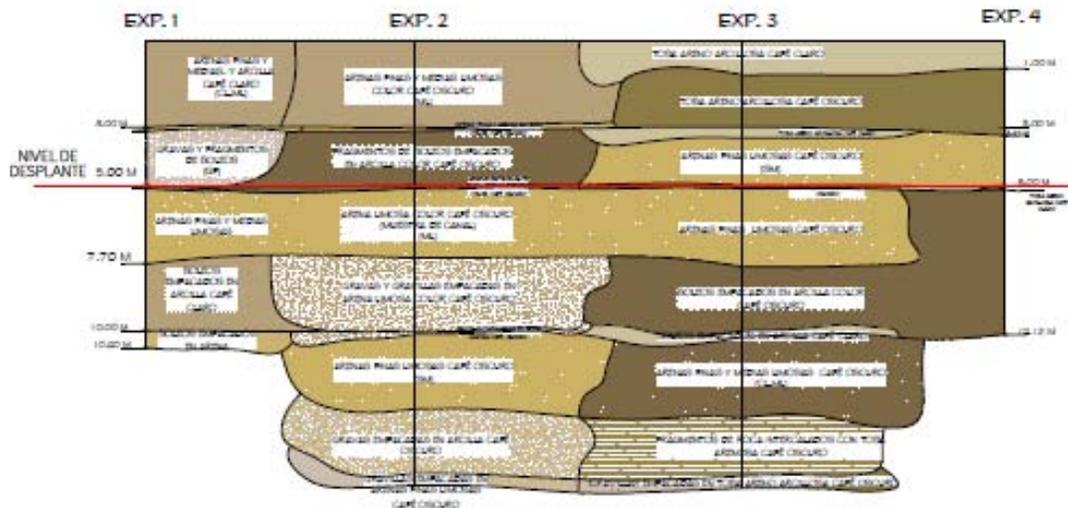


Fig. 1.3.2.1 Estratigrafía y nivel de desplante propuesto.

1.4 GEOMETRIA DEL CRUCE EN EL TRAMO DEL PUENTE

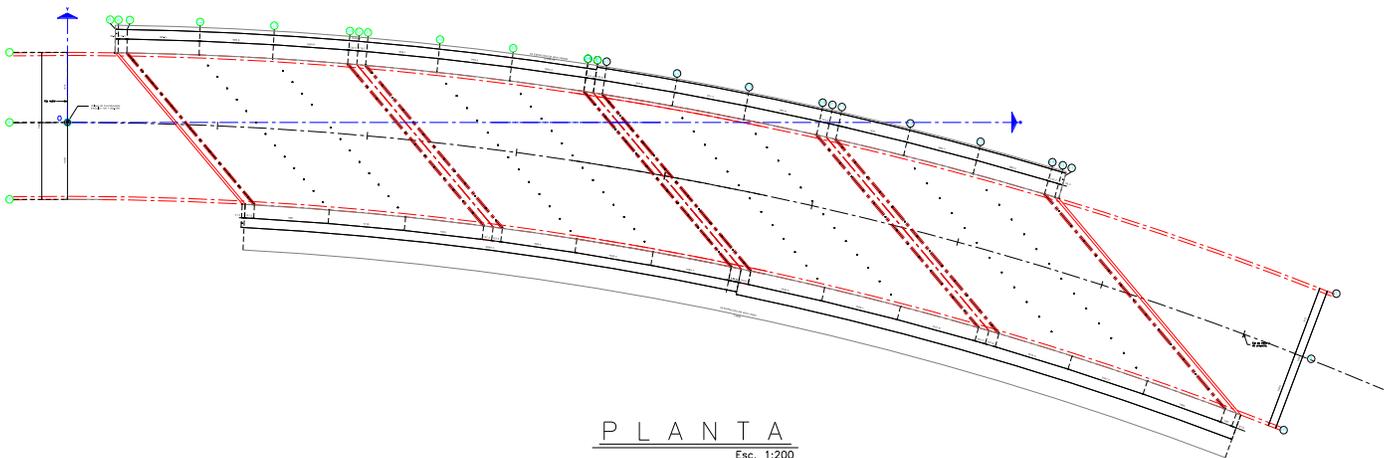
El diseño geométrico de la estructura se basa en las siguientes características de los alineamientos horizontal, vertical del terreno y de la vialidad a la que pertenece.

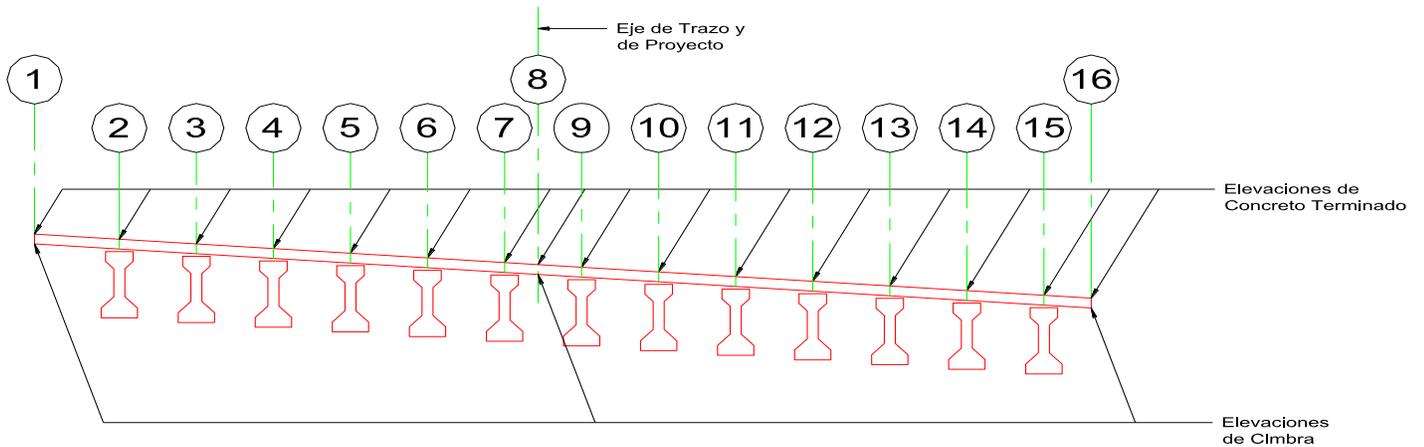
Estaciones y esviajamiento de los apoyos:

Apoyo:	Estación:	Esviajamiento:
Cargador No. 1	100 + 263.445	41° 02' 20" lzq.
Pila No. 2	100 + 300.510	45° 40' 19" lzq.
Pila No. 3	100 + 339.712	50° 34' 20" lzq.
Pila No. 4	100 + 379.198	55° 30' 29" lzq.
Cargador No. 5	100 + 416.468	60° 10' 01" lzq.

Tabla. 1.4.1 Estaciones y eviajamiento por apoyo

A continuación se muestra la planta y la sección de datos geométricos, así como los resultados del cálculo de la geometría de la superestructura, realizado por computadora.





SECCION DE DATOS GEOMETRICOS

PUNTO:	ESTACION:	ELEVACION	COORDENADAS:		ELEVACION	ELEVACION	ESPESOR	ELEVACION	ALTURA	APOYO
	[km...]	RASANTE:	X:	Y:	CONCRETO:	CIMBRA:	ZOCLO:	CORONA:	BANCO:	TIPO:
		[msnm]	[m]	[m]	[msnm]	[msnm]	[cm]	[msnm]	[cm]	
A - 1	100 + 253.442	1858.512	13.708	8.949	1859.094					
A - 8	100 + 261.116	1858.740	21.108	-0.486	1858.700					
A - 15	100 + 270.044	1858.983	29.365	-11.013	1858.259					
B - 1	100 + 253.825	1858.523	14.098	8.937	1859.106					
B - 8	100 + 261.512	1858.752	21.504	-0.505	1858.712					
B - 15	100 + 270.456	1858.993	29.767	-11.039	1858.270					
C1- 1	100 + 255.692	1858.581	16.002	8.876	1859.163	1858.963				
C1- 2	100 + 256.590	1858.608	16.878	7.760	1859.116		2.0	1856.950	40.8	FIJO
C1- 3	100 + 257.899	1858.647	18.148	6.140	1859.048		2.0	1856.950	34.0	FIJO
C1- 4	100 + 259.218	1858.685	19.419	4.520	1858.981		2.0	1856.950	27.3	FIJO
C1- 5	100 + 260.545	1858.724	20.689	2.900	1858.913		2.0	1856.950	20.5	FIJO
C1- 6	100 + 261.882	1858.762	21.960	1.281	1858.845		2.0	1856.950	13.7	FIJO
C1- 7	100 + 263.227	1858.800	23.230	-0.339	1858.777		2.0	1856.950	6.9	FIJO
C1- 8	100 + 263.445	1858.806	23.434	-0.599	1858.766	1858.566				
C1- 9	100 + 264.582	1858.837	24.501	-1.959	1858.709		2.0	1856.550	40.1	FIJO
C1- 10	100 + 265.946	1858.875	25.771	-3.579	1858.641		2.0	1856.550	33.3	FIJO
C1- 11	100 + 267.319	1858.911	27.042	-5.199	1858.573		2.0	1856.550	26.5	FIJO
C1- 12	100 + 268.702	1858.948	28.312	-6.818	1858.504		2.0	1856.550	19.6	FIJO
C1- 13	100 + 270.094	1858.984	29.582	-8.438	1858.436		2.0	1856.550	12.8	FIJO
C1- 14	100 + 271.495	1859.020	30.853	-10.058	1858.368		2.0	1856.550	6.0	FIJO
C1- 15	100 + 272.467	1859.044	31.728	-11.174	1858.320	1858.120				
C2- 1	100 + 266.699	1858.895	27.216	8.357	1859.477	1859.277				
C2- 2	100 + 268.054	1858.931	28.501	6.719	1859.407		4.2			
C2- 3	100 + 269.404	1858.966	29.772	5.099	1859.338		4.2			
C2- 4	100 + 270.762	1859.001	31.042	3.479	1859.268		4.3			
C2- 5	100 + 272.129	1859.035	32.313	1.859	1859.199		4.3			
C2- 6	100 + 273.506	1859.070	33.583	0.239	1859.129		4.3			
C2- 7	100 + 274.888	1859.103	34.854	-1.380	1859.060		4.3			
C2- 8	100 + 274.843	1859.102	34.809	-1.324	1859.062	1858.862				
C2- 9	100 + 276.286	1859.137	36.124	-3.000	1858.990		4.4			
C2- 10	100 + 277.690	1859.170	37.395	-4.620	1858.920		4.4			
C2- 11	100 + 279.104	1859.202	38.665	-6.240	1858.850		4.4			
C2- 12	100 + 280.526	1859.234	39.935	-7.860	1858.780		4.5			
C2- 13	100 + 281.959	1859.266	41.206	-9.479	1858.710		4.5			
C2- 14	100 + 283.400	1859.297	42.476	-11.099	1858.639		4.5			
C2- 15	100 + 284.337	1859.317	43.297	-12.146	1858.594	1858.394				

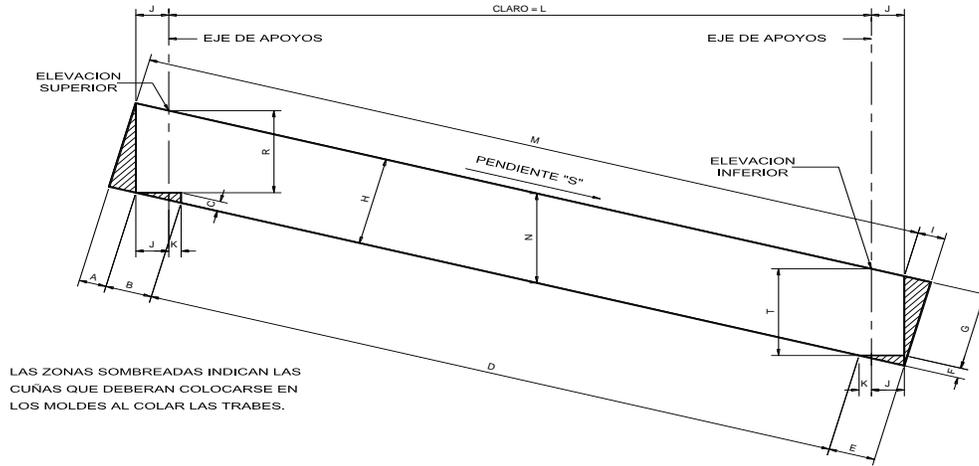
PUNTO:	ESTACION:	ELEVACION	COORDENADAS:	ELEVACION	ELEVACION	ESPESOR	ELEVACION	ALTURA	APOYO
	[km...]	RASANTE:	X: Y:	CONCRETO:	CIMBRA:	ZOCLO:	CORONA:	BANCO:	TIPO:
		[msnm]	[m] [m]	[msnm]	[msnm]	[cm]	[msnm]	[cm]	
C3-	1	100 + 277.934	1859.175	38.647	7.550	1859.758	1859.558		
C3-	2	100 + 279.526	1859.212	40.115	5.678	1859.676		4.2	
C3-	3	100 + 280.913	1859.243	41.385	4.059	1859.605		4.2	
C3-	4	100 + 282.309	1859.274	42.656	2.439	1859.533		4.3	
C3-	5	100 + 283.715	1859.304	43.926	0.819	1859.462		4.3	
C3-	6	100 + 285.129	1859.334	45.197	-0.801	1859.391		4.3	
C3-	7	100 + 286.560	1859.363	46.467	-2.421	1859.319		4.4	
C3-	8	100 + 286.496	1859.362	46.417	-2.356	1859.322	1859.122		
C3-	9	100 + 287.986	1859.392	47.738	-4.040	1859.247		4.4	
C3-	10	100 + 289.428	1859.420	49.008	-5.660	1859.175		4.4	
C3-	11	100 + 290.880	1859.448	50.279	-7.280	1859.103		4.4	
C3-	12	100 + 292.341	1859.476	51.549	-8.900	1859.031		4.5	
C3-	13	100 + 293.812	1859.503	52.819	-10.520	1858.958		4.5	
C3-	14	100 + 295.292	1859.529	54.090	-12.139	1858.886		4.5	
C3-	15	100 + 296.497	1859.550	55.119	-13.451	1858.827	1858.627		
C4-	1	100 + 289.441	1859.421	50.330	6.433	1860.003	1859.803		
C4-	2	100 + 291.008	1859.451	51.738	4.637	1859.922		2.0	1857.750
C4-	3	100 + 292.432	1859.477	53.009	3.017	1859.849		2.0	1857.750
C4-	4	100 + 293.865	1859.504	54.279	1.398	1859.776		2.0	1857.750
C4-	5	100 + 295.307	1859.529	55.550	-0.222	1859.702		2.0	1857.750
C4-	6	100 + 296.758	1859.554	56.820	-1.842	1859.629		2.0	1857.750
C4-	7	100 + 298.217	1859.579	58.091	-3.462	1859.555		2.0	1857.750
C4-	8	100 + 298.453	1859.583	58.295	-3.722	1859.543	1859.343		
C4-	9	100 + 299.687	1859.603	59.361	-5.082	1859.481		2.0	1857.300
C4-	10	100 + 301.165	1859.627	60.632	-6.701	1859.407		2.0	1857.300
C4-	11	100 + 302.653	1859.650	61.902	-8.321	1859.332		2.0	1857.300
C4-	12	100 + 304.151	1859.672	63.172	-9.941	1859.257		2.0	1857.300
C4-	13	100 + 305.658	1859.694	64.443	-11.561	1859.182		2.0	1857.300
C4-	14	100 + 307.174	1859.715	65.713	-13.181	1859.107		2.0	1857.300
C4-	15	100 + 309.002	1859.740	67.235	-15.120	1859.016	1858.816		
D -	8	100 + 300.510	1859.616	60.334	-3.988				
D1-	1	100 + 293.341	1859.494	54.284	5.988	1860.076	1859.876		
D1-	2	100 + 294.356	1859.512	55.188	4.835	1860.024		2.0	1857.750
D1-	3	100 + 295.919	1859.540	56.575	3.067	1859.943		2.0	1857.750
D1-	4	100 + 297.494	1859.567	57.961	1.299	1859.863		2.0	1857.750
D1-	5	100 + 299.079	1859.593	59.347	-0.468	1859.782		2.0	1857.750
D1-	6	100 + 300.675	1859.619	60.734	-2.236	1859.701		2.0	1857.750
D1-	7	100 + 302.280	1859.644	62.120	-4.004	1859.619		2.0	1857.750
D1-	8	100 + 302.512	1859.648	62.318	-4.256	1859.608	1859.408		
D1-	9	100 + 303.900	1859.668	63.507	-5.771	1859.537		2.0	1857.300
D1-	10	100 + 305.528	1859.692	64.893	-7.539	1859.455		2.0	1857.300
D1-	11	100 + 307.168	1859.715	66.280	-9.307	1859.373		2.0	1857.300
D1-	12	100 + 308.820	1859.737	67.666	-11.074	1859.290		2.0	1857.300
D1-	13	100 + 310.482	1859.759	69.052	-12.842	1859.207		2.0	1857.300
D1-	14	100 + 312.156	1859.780	70.439	-14.610	1859.124		2.0	1857.300
D1-	15	100 + 313.254	1859.793	71.343	-15.763	1859.070	1858.870		
D2-	1	100 + 304.233	1859.673	65.301	4.567	1860.256	1860.056		
D2-	2	100 + 305.819	1859.696	66.681	2.808	1860.173		4.2	
D2-	3	100 + 307.423	1859.719	68.067	1.040	1860.090		4.3	
D2-	4	100 + 309.037	1859.740	69.454	-0.728	1860.007		4.3	
D2-	5	100 + 310.663	1859.761	70.840	-2.495	1859.924		4.3	
D2-	6	100 + 312.299	1859.782	72.226	-4.263	1859.840		4.3	
D2-	7	100 + 313.946	1859.801	73.613	-6.031	1859.756		4.4	
D2-	8	100 + 313.859	1859.800	73.540	-5.938	1859.760	1859.560		
D2-	9	100 + 315.604	1859.820	74.999	-7.798	1859.671		4.4	
D2-	10	100 + 317.274	1859.838	76.386	-9.566	1859.586		4.4	
D2-	11	100 + 318.954	1859.855	77.772	-11.334	1859.501		4.4	
D2-	12	100 + 320.645	1859.872	79.159	-13.101	1859.415		4.5	
D2-	13	100 + 322.348	1859.887	80.545	-14.869	1859.329		4.5	
D2-	14	100 + 324.062	1859.902	81.932	-16.637	1859.243		4.5	
D2-	15	100 + 325.163	1859.911	82.817	-17.766	1859.187	1858.987		

PUNTO:	ESTACION:	ELEVACION	COORDENADAS:		ELEVACION	ELEVACION	ESPESOR	ELEVACION	ALTURA	APOYO	
	[km...]	RASANTE:	X:	Y:	CONCRETO:	CIMBRA:	ZOCLO:	CORONA:	BANCO:	TIPO:	
		[msnm]	[m]	[m]	[msnm]	[msnm]	[cm]	[msnm]	[cm]		
D3-	1	100 + 315.391	1859.817	76.549	2.840	1860.400	1860.200				
D3-	2	100 + 317.289	1859.838	78.164	0.783	1860.300		4.2			
D3-	3	100 + 318.932	1859.855	79.550	-0.985	1860.215		4.3			
D3-	4	100 + 320.585	1859.871	80.936	-2.753	1860.129		4.3			
D3-	5	100 + 322.249	1859.886	82.323	-4.520	1860.042		4.3			
D3-	6	100 + 323.923	1859.901	83.709	-6.288	1859.956		4.3			
D3-	7	100 + 325.607	1859.914	85.096	-8.056	1859.869		4.4			
D3-	8	100 + 325.510	1859.914	85.015	-7.953	1859.874	1859.674				
D3-	9	100 + 327.305	1859.927	86.482	-9.823	1859.781		4.4			
D3-	10	100 + 329.012	1859.939	87.869	-11.591	1859.693		4.4			
D3-	11	100 + 330.731	1859.950	89.255	-13.359	1859.605		4.4			
D3-	12	100 + 332.460	1859.961	90.641	-15.126	1859.516		4.4			
D3-	13	100 + 334.201	1859.970	92.028	-16.894	1859.426		4.5			
D3-	14	100 + 335.952	1859.978	93.414	-18.662	1859.337		4.5			
D3-	15	100 + 337.425	1859.985	94.573	-20.139	1859.261	1859.061				
D4-	1	100 + 326.864	1859.924	88.068	0.780	1860.506	1860.306				
D4-	2	100 + 328.773	1859.938	89.656	-1.244	1860.405		2.0	1858.100	54.3	MOVIL
D4-	3	100 + 330.452	1859.949	91.043	-3.012	1860.317		2.0	1858.100	45.4	MOVIL
D4-	4	100 + 332.141	1859.959	92.429	-4.780	1860.228		2.0	1858.100	36.5	MOVIL
D4-	5	100 + 333.841	1859.968	93.815	-6.547	1860.138		2.0	1858.100	27.5	MOVIL
D4-	6	100 + 335.552	1859.976	95.202	-8.315	1860.048		2.0	1858.100	18.5	MOVIL
D4-	7	100 + 337.273	1859.984	96.588	-10.083	1859.958		2.0	1858.100	9.4	MOVIL
D4-	8	100 + 337.520	1859.985	96.786	-10.335	1859.945	1859.745				
D4-	9	100 + 339.006	1859.991	97.975	-11.850	1859.867		2.0	1857.500	60.3	MOVIL
D4-	10	100 + 340.749	1859.996	99.361	-13.618	1859.776		2.0	1857.500	51.1	MOVIL
D4-	11	100 + 342.503	1860.001	100.748	-15.386	1859.684		2.0	1857.500	41.9	MOVIL
D4-	12	100 + 344.268	1860.005	102.134	-17.153	1859.592		2.0	1857.500	32.6	MOVIL
D4-	13	100 + 346.044	1860.007	103.521	-18.921	1859.499		2.0	1857.500	23.3	MOVIL
D4-	14	100 + 347.832	1860.009	104.907	-20.689	1859.405		2.0	1857.500	13.9	MOVIL
D4-	15	100 + 350.106	1860.010	106.659	-22.922	1859.287	1859.087				
E -	8	100 + 339.712	1859.993	98.927	-10.803						
E1-	1	100 + 330.973	1859.952	92.181	-0.028	1860.534	1860.334				
E1-	2	100 + 332.108	1859.959	93.119	-1.224	1860.474		2.0	1858.100	59.8	MOVIL
E1-	3	100 + 333.981	1859.969	94.658	-3.186	1860.374		2.0	1858.100	49.9	MOVIL
E1-	4	100 + 335.867	1859.978	96.197	-5.148	1860.274		2.0	1858.100	40.0	MOVIL
E1-	5	100 + 337.766	1859.986	97.736	-7.111	1860.174		2.0	1858.100	30.0	MOVIL
E1-	6	100 + 339.679	1859.993	99.275	-9.073	1860.073		2.0	1858.100	19.9	MOVIL
E1-	7	100 + 341.604	1859.999	100.814	-11.035	1859.971		2.0	1858.100	9.8	MOVIL
E1-	8	100 + 341.830	1859.999	100.994	-11.265	1859.959	1859.759				
E1-	9	100 + 343.543	1860.003	102.354	-12.998	1859.869		2.0	1857.500	59.6	MOVIL
E1-	10	100 + 345.495	1860.007	103.893	-14.960	1859.766		2.0	1857.500	49.4	MOVIL
E1-	11	100 + 347.460	1860.009	105.432	-16.922	1859.663		2.0	1857.500	39.1	MOVIL
E1-	12	100 + 349.439	1860.010	106.971	-18.885	1859.558		2.0	1857.500	28.7	MOVIL
E1-	13	100 + 351.432	1860.010	108.510	-20.847	1859.453		2.0	1857.500	18.3	MOVIL
E1-	14	100 + 353.438	1860.008	110.049	-22.809	1859.348		2.0	1857.500	7.8	MOVIL
E1-	15	100 + 354.668	1860.006	110.987	-24.005	1859.283	1859.083				
E2-	1	100 + 341.713	1859.999	102.894	-2.313	1860.581	1860.381				
E2-	2	100 + 343.568	1860.003	104.396	-4.228	1860.481		4.2			
E2-	3	100 + 345.483	1860.007	105.935	-6.190	1860.378		4.3			
E2-	4	100 + 347.410	1860.009	107.474	-8.153	1860.275		4.3			
E2-	5	100 + 349.350	1860.010	109.013	-10.115	1860.171		4.3			
E2-	6	100 + 351.303	1860.010	110.552	-12.077	1860.066		4.3			
E2-	7	100 + 353.271	1860.008	112.091	-14.039	1859.960		4.4			
E2-	8	100 + 353.116	1860.008	111.971	-13.887	1859.968	1859.768				
E2-	9	100 + 355.249	1860.006	113.630	-16.002	1859.854		4.4			
E2-	10	100 + 357.242	1860.002	115.169	-17.964	1859.747		4.4			
E2-	11	100 + 359.247	1859.996	116.708	-19.926	1859.639		4.4			
E2-	12	100 + 361.267	1859.990	118.248	-21.889	1859.531		4.4			
E2-	13	100 + 363.299	1859.982	119.787	-23.851	1859.422		4.5			
E2-	14	100 + 365.345	1859.972	121.326	-25.813	1859.312		4.5			
E2-	15	100 + 366.645	1859.965	122.299	-27.054	1859.242	1859.042				

PUNTO:	ESTACION:	ELEVACION RASANTE:	COORDENADAS:		ELEVACION CONCRETO:	ELEVACION CIMBRA:	ESPESOR ZOCLO:	ELEVACION CORONA:	ALTURA BANCO:	APOYO TIPO:	
			[km...]	[msnm]							X: [m]
E3-	1	100 + 352.761	1860.009	113.856	-4.926	1860.591	1860.391				
E3-	2	100 + 355.038	1860.006	115.663	-7.229	1860.467		4.2			
E3-	3	100 + 356.992	1860.002	117.202	-9.192	1860.360		4.3			
E3-	4	100 + 358.958	1859.997	118.741	-11.154	1860.252		4.3			
E3-	5	100 + 360.937	1859.991	120.280	-13.116	1860.144		4.3			
E3-	6	100 + 362.928	1859.983	121.819	-15.079	1860.035		4.3			
E3-	7	100 + 364.936	1859.974	123.358	-17.041	1859.926		4.4			
E3-	8	100 + 364.763	1859.975	123.228	-16.875	1859.935	1859.735				
E3-	9	100 + 366.950	1859.964	124.897	-19.003	1859.815		4.4			
E3-	10	100 + 368.981	1859.952	126.436	-20.966	1859.704		4.4			
E3-	11	100 + 371.025	1859.939	127.976	-22.928	1859.592		4.4			
E3-	12	100 + 373.081	1859.924	129.515	-24.890	1859.479		4.4			
E3-	13	100 + 375.151	1859.908	131.054	-26.853	1859.366		4.5			
E3-	14	100 + 377.234	1859.891	132.593	-28.815	1859.251		4.5			
E3-	15	100 + 379.059	1859.874	133.933	-30.524	1859.151	1858.951				
E4-	1	100 + 364.175	1859.978	125.110	-7.901	1860.560	1860.360				
E4-	2	100 + 366.524	1859.966	126.939	-10.233	1860.429		2.0	1858.000	66.8	FIJO
E4-	3	100 + 368.514	1859.955	128.478	-12.196	1860.318		2.0	1858.000	55.8	FIJO
E4-	4	100 + 370.516	1859.942	130.018	-14.158	1860.207		2.0	1858.000	44.6	FIJO
E4-	5	100 + 372.531	1859.928	131.557	-16.120	1860.095		2.0	1858.000	33.4	FIJO
E4-	6	100 + 374.559	1859.913	133.096	-18.083	1859.982		2.0	1858.000	22.1	FIJO
E4-	7	100 + 376.600	1859.896	134.635	-20.045	1859.868		2.0	1858.000	10.7	FIJO
E4-	8	100 + 376.838	1859.894	134.815	-20.274	1859.854	1859.654				
E4-	9	100 + 378.652	1859.878	136.174	-22.007	1859.753		2.0	1857.200	79.2	FIJO
E4-	10	100 + 380.718	1859.858	137.713	-23.970	1859.637		2.0	1857.200	67.7	FIJO
E4-	11	100 + 382.797	1859.837	139.252	-25.932	1859.521		2.0	1857.200	56.0	FIJO
E4-	12	100 + 384.888	1859.814	140.791	-27.894	1859.403		2.0	1857.200	44.3	FIJO
E4-	13	100 + 386.992	1859.790	142.330	-29.857	1859.285		2.0	1857.200	32.5	FIJO
E4-	14	100 + 389.109	1859.764	143.870	-31.819	1859.166		2.0	1857.200	20.6	FIJO
E4-	15	100 + 391.993	1859.727	145.951	-34.473	1859.003	1858.803				
F -	8	100 + 379.198	1859.873	137.068	-20.974						
PUNTO:	ESTACION:	ELEVACION RASANTE:	COORDENADAS:		ELEVACION CONCRETO:	ELEVACION CIMBRA:	ESPESOR ZOCLO:	ELEVACION CORONA:	ALTURA BANCO:	APOYO TIPO:	
			[km...]	[msnm]							X: [m]
F1-	1	100 + 368.531	1859.955	129.385	-9.110	1860.537	1860.337				
F1-	2	100 + 369.788	1859.947	130.359	-10.352	1860.467		2.0	1858.000	70.8	MOVIL
F1-	3	100 + 372.054	1859.932	132.105	-12.578	1860.340		2.0	1858.000	58.1	MOVIL
F1-	4	100 + 374.336	1859.915	133.851	-14.804	1860.212		2.0	1858.000	45.4	MOVIL
F1-	5	100 + 376.633	1859.896	135.597	-17.030	1860.082		2.0	1858.000	32.5	MOVIL
F1-	6	100 + 378.947	1859.875	137.343	-19.256	1859.952		2.0	1858.000	19.6	MOVIL
F1-	7	100 + 381.278	1859.853	139.089	-21.482	1859.821		2.0	1858.000	6.5	MOVIL
F1-	8	100 + 381.460	1859.851	139.225	-21.656	1859.811	1859.611				
F1-	9	100 + 383.624	1859.828	140.835	-23.708	1859.689		2.0	1857.200	73.4	MOVIL
F1-	10	100 + 385.987	1859.802	142.581	-25.934	1859.556		2.0	1857.200	60.1	MOVIL
F1-	11	100 + 388.366	1859.773	144.327	-28.160	1859.421		2.0	1857.200	46.7	MOVIL
F1-	12	100 + 390.761	1859.743	146.072	-30.386	1859.285		2.0	1857.200	33.2	MOVIL
F1-	13	100 + 393.173	1859.710	147.818	-32.612	1859.148		2.0	1857.200	19.5	MOVIL
F1-	14	100 + 395.601	1859.676	149.564	-34.838	1859.010		2.0	1857.200	5.8	MOVIL
F1-	15	100 + 396.963	1859.656	150.538	-36.080	1858.932	1858.732				
F2-	1	100 + 379.064	1859.874	139.674	-12.202	1860.456	1860.256				
F2-	2	100 + 381.245	1859.853	141.335	-14.319	1860.332		4.3			
F2-	3	100 + 383.553	1859.829	143.081	-16.545	1860.200		4.3			
F2-	4	100 + 385.877	1859.803	144.826	-18.771	1860.067		4.3			
F2-	5	100 + 388.217	1859.775	146.572	-20.997	1859.933		4.3			
F2-	6	100 + 390.573	1859.745	148.318	-23.223	1859.798		4.3			
F2-	7	100 + 392.945	1859.714	150.064	-25.449	1859.662		4.4			
F2-	8	100 + 392.669	1859.717	149.862	-25.191	1859.677	1859.477				
F2-	9	100 + 395.332	1859.680	151.810	-27.675	1859.524		4.4			
F2-	10	100 + 397.736	1859.644	153.556	-29.901	1859.385		4.4			
F2-	11	100 + 400.155	1859.606	155.302	-32.127	1859.245		4.4			
F2-	12	100 + 402.590	1859.566	157.048	-34.353	1859.104		4.4			
F2-	13	100 + 405.042	1859.523	158.793	-36.578	1858.961		4.4			
F2-	14	100 + 407.509	1859.478	160.539	-38.804	1858.817		4.4			
F2-	15	100 + 409.066	1859.449	161.635	-40.202	1858.726	1858.526				

PUNTO:	ESTACION:	ELEVACION RASANTE:	COORDENADAS: X:	Y:	ELEVACION CONCRETO:	ELEVACION CIMBRA:	ESPESOR ZOCLO:	ELEVACION CORONA:	ALTURA BANCO:	APOYO TIPO:
	[km...]	[msnm]	[m]	[m]	[msnm]	[msnm]	[cm]	[msnm]	[cm]	
F3- 1	100 + 389.953	1859.753	150.232	-15.645	1860.336	1860.136				
F3- 2	100 + 392.714	1859.717	152.300	-18.282	1860.175		4.3			
F3- 3	100 + 395.062	1859.684	154.046	-20.508	1860.038		4.3			
F3- 4	100 + 397.426	1859.649	155.792	-22.734	1859.900		4.3			
F3- 5	100 + 399.805	1859.611	157.538	-24.960	1859.761		4.3			
F3- 6	100 + 402.199	1859.572	159.284	-27.186	1859.620		4.3			
F3- 7	100 + 404.610	1859.531	161.030	-29.412	1859.478		4.4			
F3- 8	100 + 404.310	1859.536	160.813	-29.136	1859.496	1859.296				
F3- 9	100 + 407.035	1859.487	162.776	-31.638	1859.335		4.4			
F3- 10	100 + 409.476	1859.441	164.522	-33.864	1859.191		4.4			
F3- 11	100 + 411.933	1859.394	166.268	-36.090	1859.045		4.4			
F3- 12	100 + 414.405	1859.343	168.013	-38.316	1858.898		4.4			
F3- 13	100 + 416.893	1859.291	169.759	-40.542	1858.750		4.4			
F3- 14	100 + 419.396	1859.236	171.505	-42.768	1858.600		4.4			
F3- 15	100 + 421.721	1859.183	173.117	-44.823	1858.460	1858.260				
F4- 1	100 + 401.262	1859.588	161.109	-19.487	1860.170	1859.970				
F4- 2	100 + 404.201	1859.538	163.276	-22.249	1859.995		2.0	1857.450	78.6	FIJO
F4- 3	100 + 406.586	1859.495	165.022	-24.475	1859.853		2.0	1857.450	64.4	FIJO
F4- 4	100 + 408.986	1859.451	166.767	-26.701	1859.710		2.0	1857.450	50.1	FIJO
F4- 5	100 + 411.402	1859.404	168.513	-28.927	1859.565		2.0	1857.450	35.6	FIJO
F4- 6	100 + 413.832	1859.355	170.259	-31.153	1859.419		2.0	1857.450	21.0	FIJO
F4- 7	100 + 416.276	1859.304	172.005	-33.379	1859.272		2.0	1857.450	6.3	FIJO
F4- 8	100 + 416.468	1859.300	172.141	-33.552	1859.260	1859.060				
F4- 9	100 + 418.737	1859.251	173.751	-35.604	1859.123		2.0	1856.500	86.4	FIJO
F4- 10	100 + 421.213	1859.195	175.497	-37.830	1858.973		2.0	1856.500	71.4	FIJO
F4- 11	100 + 423.704	1859.137	177.243	-40.056	1858.821		2.0	1856.500	56.3	FIJO
F4- 12	100 + 426.209	1859.077	178.989	-42.282	1858.668		2.0	1856.500	41.0	FIJO
F4- 13	100 + 428.730	1859.014	180.734	-44.508	1858.514		2.0	1856.500	25.5	FIJO
F4- 14	100 + 431.265	1858.949	182.480	-46.734	1858.358		2.0	1856.500	9.9	FIJO
F4- 15	100 + 435.048	1858.848	185.066	-50.030	1858.124	1857.924				
G - 1	100 + 403.689	1859.547	163.431	-20.346	1860.129					
G - 8	100 + 419.087	1859.243	174.566	-34.543	1859.203					
G - 15	100 + 437.934	1858.767	187.634	-51.204	1858.044					
H - 1	100 + 404.254	1859.537	163.970	-20.547	1860.119					
H - 8	100 + 419.697	1859.229	175.129	-34.775	1859.189					
H - 15	100 + 438.608	1858.748	188.231	-51.480	1858.025					

GEOMETRIA DE LAS TRABES:



LAS ZONAS SOMBRADAS INDICAN LAS CUÑAS QUE DEBERAN COLOCARSE EN LOS MOLDES AL COLAR LAS TRABES.

GEOMETRIA DE LOS EXTREMOS DE LAS TRABES

TRAMO:	EJE:	A:	B:	C:	D:	E:	F:	G:	H:	I:	J:	K:	L:	M:	N:	R:	S:	T:
		[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[%]	[m]
1-2	2	0.035	1.500	0.035	34.709	1.500	0.035	1.465	1.500	0.035	1.350	0.150	35.000	37.710	1.500	1.469	2.303	1.497
1-2	3	0.034	1.500	0.034	34.709	1.500	0.034	1.466	1.500	0.034	1.350	0.150	35.000	37.710	1.500	1.470	2.287	1.497
1-2	4	0.034	1.500	0.034	34.709	1.500	0.034	1.466	1.500	0.034	1.350	0.150	35.000	37.710	1.500	1.470	2.272	1.497
1-2	5	0.034	1.500	0.034	34.709	1.500	0.034	1.466	1.500	0.034	1.350	0.150	35.000	37.710	1.500	1.470	2.256	1.497
1-2	6	0.034	1.500	0.034	34.709	1.500	0.034	1.466	1.500	0.034	1.350	0.150	35.000	37.709	1.500	1.470	2.240	1.497
1-2	7	0.033	1.500	0.033	34.709	1.500	0.033	1.467	1.500	0.033	1.350	0.150	35.000	37.709	1.500	1.470	2.223	1.497
1-2	9	0.033	1.500	0.033	34.708	1.500	0.033	1.467	1.500	0.033	1.350	0.150	35.000	37.709	1.500	1.471	2.206	1.497
1-2	10	0.033	1.500	0.033	34.708	1.500	0.033	1.467	1.500	0.033	1.350	0.150	35.000	37.709	1.500	1.471	2.188	1.497
1-2	11	0.033	1.500	0.033	34.708	1.500	0.033	1.467	1.500	0.033	1.350	0.150	35.000	37.709	1.500	1.471	2.170	1.497
1-2	12	0.032	1.500	0.032	34.708	1.500	0.032	1.468	1.500	0.032	1.350	0.150	35.000	37.709	1.500	1.471	2.151	1.497
1-2	13	0.032	1.500	0.032	34.708	1.500	0.032	1.468	1.500	0.032	1.350	0.150	35.000	37.709	1.500	1.472	2.132	1.497
1-2	14	0.032	1.500	0.032	34.708	1.500	0.032	1.468	1.500	0.032	1.350	0.150	35.000	37.708	1.500	1.472	2.112	1.497
2-3	2	0.016	1.500	0.016	34.702	1.500	0.016	1.484	1.500	0.016	1.350	0.150	35.000	37.702	1.500	1.485	1.089	1.498
2-3	3	0.016	1.500	0.016	34.702	1.500	0.016	1.484	1.500	0.016	1.350	0.150	35.000	37.702	1.500	1.486	1.066	1.498
2-3	4	0.016	1.500	0.016	34.702	1.500	0.016	1.484	1.500	0.016	1.350	0.150	35.000	37.702	1.500	1.486	1.042	1.499
2-3	5	0.015	1.500	0.015	34.702	1.500	0.015	1.485	1.500	0.015	1.350	0.150	35.000	37.702	1.500	1.486	1.018	1.499
2-3	6	0.015	1.500	0.015	34.702	1.500	0.015	1.485	1.500	0.015	1.350	0.150	35.000	37.702	1.500	1.487	0.993	1.499
2-3	7	0.015	1.500	0.015	34.702	1.500	0.015	1.485	1.500	0.015	1.350	0.150	35.000	37.702	1.500	1.487	0.968	1.499
2-3	9	0.014	1.500	0.014	34.702	1.500	0.014	1.486	1.500	0.014	1.350	0.150	35.000	37.702	1.500	1.487	0.942	1.499
2-3	10	0.014	1.500	0.014	34.701	1.500	0.014	1.486	1.500	0.014	1.350	0.150	35.000	37.702	1.500	1.488	0.915	1.499
2-3	11	0.013	1.500	0.013	34.701	1.500	0.013	1.487	1.500	0.013	1.350	0.150	35.000	37.701	1.500	1.488	0.888	1.499
2-3	12	0.013	1.500	0.013	34.701	1.500	0.013	1.487	1.500	0.013	1.350	0.150	35.000	37.701	1.500	1.488	0.861	1.499
2-3	13	0.012	1.500	0.012	34.701	1.500	0.012	1.488	1.500	0.012	1.350	0.150	35.000	37.701	1.500	1.489	0.832	1.499
2-3	14	0.012	1.500	0.012	34.701	1.500	0.012	1.488	1.500	0.012	1.350	0.150	35.000	37.701	1.500	1.489	0.804	1.499

obb

TRAMO:	EJE:	A: [m]	B: [m]	C: [m]	D: [m]	E: [m]	F: [m]	G: [m]	H: [m]	I: [m]	J: [m]	K: [m]	L: [m]	M: [m]	N: [m]	R: [m]	S: [%]	T: [m]
3-4	2	0.002	1.500	0.002	34.700	1.500	0.002	1.498	1.500	0.002	1.350	0.150	35.000	37.700	1.500	1.498	-0.127	1.500
3-4	3	0.002	1.500	0.002	34.700	1.500	0.002	1.498	1.500	0.002	1.350	0.150	35.000	37.700	1.500	1.498	-0.160	1.500
3-4	4	0.003	1.500	0.003	34.700	1.500	0.003	1.497	1.500	0.003	1.350	0.150	35.000	37.700	1.500	1.497	-0.193	1.500
3-4	5	0.003	1.500	0.003	34.700	1.500	0.003	1.497	1.500	0.003	1.350	0.150	35.000	37.700	1.500	1.497	-0.227	1.500
3-4	6	0.004	1.500	0.004	34.700	1.500	0.004	1.496	1.500	0.004	1.350	0.150	35.000	37.700	1.500	1.496	-0.261	1.500
3-4	7	0.004	1.500	0.004	34.700	1.500	0.004	1.496	1.500	0.004	1.350	0.150	35.000	37.700	1.500	1.496	-0.296	1.500
3-4	9	0.005	1.500	0.005	34.700	1.500	0.005	1.495	1.500	0.005	1.350	0.150	35.000	37.700	1.500	1.496	-0.332	1.500
3-4	10	0.006	1.500	0.006	34.700	1.500	0.006	1.494	1.500	0.006	1.350	0.150	35.000	37.700	1.500	1.495	-0.368	1.499
3-4	11	0.006	1.500	0.006	34.700	1.500	0.006	1.494	1.500	0.006	1.350	0.150	35.000	37.700	1.500	1.495	-0.405	1.499
3-4	12	0.007	1.500	0.007	34.700	1.500	0.007	1.493	1.500	0.007	1.350	0.150	35.000	37.700	1.500	1.494	-0.443	1.499
3-4	13	0.007	1.500	0.007	34.700	1.500	0.007	1.493	1.500	0.007	1.350	0.150	35.000	37.700	1.500	1.494	-0.481	1.499
3-4	14	0.008	1.500	0.008	34.700	1.500	0.008	1.492	1.500	0.008	1.350	0.150	35.000	37.701	1.500	1.493	-0.520	1.499
4-5	2	0.020	1.500	0.020	34.703	1.500	0.020	1.480	1.500	0.020	1.350	0.150	35.000	37.703	1.500	1.482	-1.347	1.498
4-5	3	0.021	1.500	0.021	34.703	1.500	0.021	1.479	1.500	0.021	1.350	0.150	35.000	37.704	1.500	1.481	-1.390	1.498
4-5	4	0.022	1.500	0.022	34.704	1.500	0.022	1.478	1.500	0.022	1.350	0.150	35.000	37.704	1.500	1.481	-1.434	1.498
4-5	5	0.022	1.500	0.022	34.704	1.500	0.022	1.478	1.500	0.022	1.350	0.150	35.000	37.704	1.500	1.480	-1.479	1.498
4-5	6	0.023	1.500	0.023	34.704	1.500	0.023	1.477	1.500	0.023	1.350	0.150	35.000	37.704	1.500	1.480	-1.524	1.498
4-5	7	0.024	1.500	0.024	34.704	1.500	0.024	1.476	1.500	0.024	1.350	0.150	35.000	37.705	1.500	1.479	-1.571	1.498
4-5	9	0.024	1.500	0.024	34.705	1.500	0.024	1.476	1.500	0.024	1.350	0.150	35.000	37.705	1.500	1.478	-1.618	1.498
4-5	10	0.025	1.500	0.025	34.705	1.500	0.025	1.475	1.500	0.025	1.350	0.150	35.000	37.705	1.500	1.478	-1.665	1.498
4-5	11	0.026	1.500	0.026	34.705	1.500	0.026	1.474	1.500	0.026	1.350	0.150	35.000	37.706	1.500	1.477	-1.714	1.498
4-5	12	0.026	1.500	0.026	34.705	1.500	0.026	1.474	1.500	0.026	1.350	0.150	35.000	37.706	1.500	1.476	-1.763	1.498
4-5	13	0.027	1.500	0.027	34.706	1.500	0.027	1.473	1.500	0.027	1.350	0.150	35.000	37.706	1.500	1.476	-1.812	1.498
4-5	14	0.028	1.500	0.028	34.706	1.500	0.028	1.472	1.500	0.028	1.350	0.150	35.000	37.707	1.500	1.475	-1.863	1.497

1.5 CONSIDERACIONES ESTRUCTURALES

NORMATIVAS A USAR

La normativa que en México se emplea para los proyectos de puentes carreteros esta normada por la Secretaria de Comunicaciones y Transportes (SCT), desde la normativa para la infraestructura del transporte en la parte de proyecto de carreteras, proyectos de puentes y estructuras. Donde enumeran varios capítulos que describen de manera específica los lineamientos que se deben seguir para proyectar un puente. Sin embargo esta normatividad solo se restringe a las recomendaciones y lineamientos propios del proyecto, sin tocar de fondo el diseño estructural.

En cuando a diseño, la SCT permite el uso de la normas estadounidenses, American Association of State Highway and Transportation Officials (A.A.S.H.T.O.), específicamente las A.A.S.H.T.O. A.S.D. ó W.S.D. FOR BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, en conjunto con las normas del AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (A.C.I.) y las Normas Técnicas Complementarias (N.T.C.), entre más lineamientos que se verán con más a detalle en el desarrollo de la memoria de cálculo.

También cabe destacar que la S.C.T. emitió unas normas a modo de ayuda al diseñador, traduciendo gran parte de lo plasmado en las normas A.A.S.H.T.O. para su aplicación con pequeñas modificaciones adecuadas a nuestro país.

DATOS GENERALES DEL PROYECTO:

Materiales:

Concreto reforzado:	f'c=	300.00	kg/cm2
Concreto presforzado:	f'c=	400.00	kg/cm2
Acero de refuerzo:	fy=	4200.00	kg/cm2
Acero de presfuerzo:	LR=	19000.00	kg/cm2
W concreto:	W=	2.40	ton/m3
W carpeta asfáltica:	W=	2.20	ton/m3

SUPERESTRUCTURA

Número de traves:	13.00	pza
Diafragmas intermedios:	2.00	pza
Claro efectivo de las traves:	30.00	m
Separación entre las traves a ejes :	1.40	m
Espesor de losa de calzada:	0.20	m
Ancho guarnición ó banquetta:	0.40	m
Dimensión de volados:	1.20	m
Ancho total superestructura:	19.20	m
Ancho de calzada:	18.40	m
Área de la losa de calzada:	630.75	m2
Sobre-elevación de la losa:	6.80	%
Longitud hombro izquierdo:	31.34	m
Longitud hombro derecho:	34.60	m
Peralte de diafragmas:	1.15	m
Espesor de diafragmas:	0.30	m

TRABES

TIPO

AASHTO IV

Claro efectivo de las traves:	30.00	m
Longitud de culatas:	0.85	m
Ancho del patín superior:	50.0	cm
Ancho del patín inferior:	66.0	cm
Espesor del alma:	20.0	cm
Peralte de la trabe:	135.0	cm
Área de la sección:	4974.0	cm2
Altura del centroide:	61.50	cm
Momento de inercia:	10261070	cm4

LOSA DE RODAMIENTO

Para el cálculo de la losa de rodamiento se hará un análisis de las cargas muertas y cargas vivas móviles; con él conjunto de estas cargas se obtendrá un momento de diseño el cual se empleara para el cálculo del acero de refuerzo y revisión de peralte de la losa.

En él análisis de las **cargas muertas** se incluirá el peso del concreto y de la carpeta asfáltica, en el caso del cálculo de las losas intermedias entre trabes. Para las losas en volado además del concreto y él asfalto, se toma una carga puntual equivalente al peso del conjunto del parapeto y la guarnición. Una vez obtenido el peso total de la losa se calcula el momento flexionante que se produce en la losa con la siguiente formula:

$$M_{CM} = \frac{w_{CM} S^2}{10} \dots\dots\dots (ecu. 1.5.1)$$

Momento que es calculado para dos o más elementos continuos, soportados libremente. Donde S es el espacio entre trabes de eje a eje en metros y W_{CM} es la carga muerta total.

En el análisis de **cargas vivas**, como se mencionó al inicio de este capítulo, se tomaran las cargas referentes a las normas A.A.S.H.T.O., que establecen camiones tipo o para la carga uniforme por carril, que equivalen a un convoy de camiones. Estas normas definen dos tipos de cargas, las cargas tipo H y las Hs.

Cargas tipo H

Las cargas tipo H consisten en un camión de dos ejes, o las carga uniforme equivalente correspondiente sobre un carril. Estas cargas se designan con la letra H, seguida de un número que indica el peso bruto (en toneladas inglesas de 2,000 lb), del camión tipo.

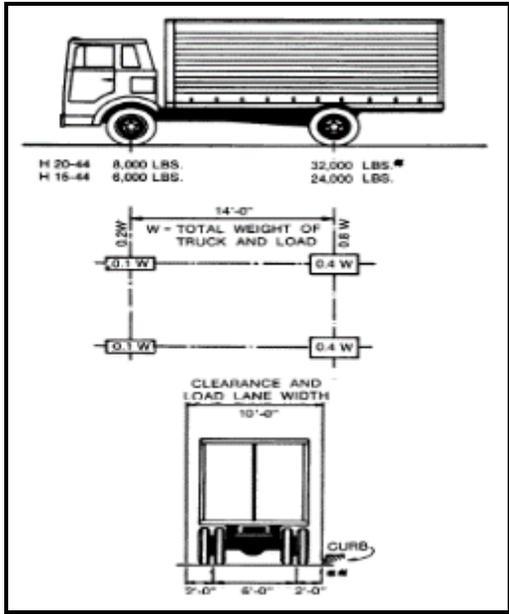


Fig. 1.5.1 Camiones H Standard

Cargas tipo HS

Las cargas tipo HS consisten en un camión tractor con semirremolque o la carga uniforme equivalente correspondiente sobre un carril. Estas cargas se designan con las letras HS, seguidas de un número que indica el peso bruto (en toneladas inglesas de 2,000 lb), del camión tractor. La separación entre los ejes se ha considerado variable, con el objeto de tener una aproximación mayor con los tipos de tractores con semirremolques que se usan actualmente. El espaciamiento hace que la carga actúe más satisfactoriamente en los claros continuos, ya que así las cargas pesadas de los ejes se pueden colocar en los claros adyacentes, a fin de producir los máximos momentos negativos.

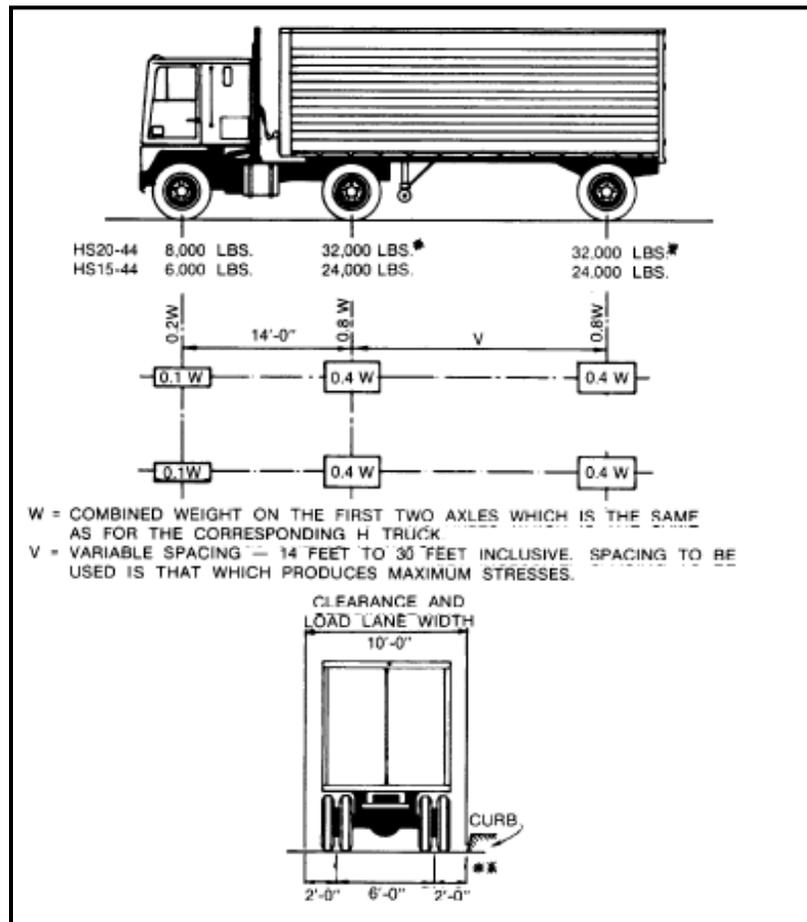


Fig. 1.5.2 Camiones HS Standard

La carga de faja consiste en una carga uniforme por metro lineal de vía de tránsito, combinada con una carga concentrada (o dos cargas concentradas en el caso de tramos continuos) colocada sobre la viga, en posición tal que provoque los máximos esfuerzos.

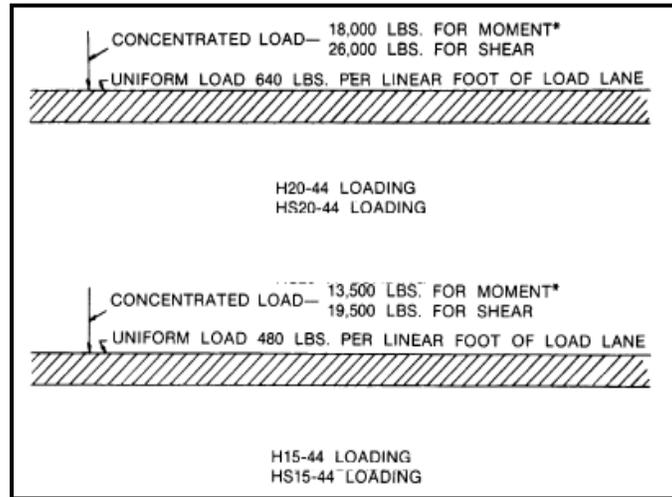
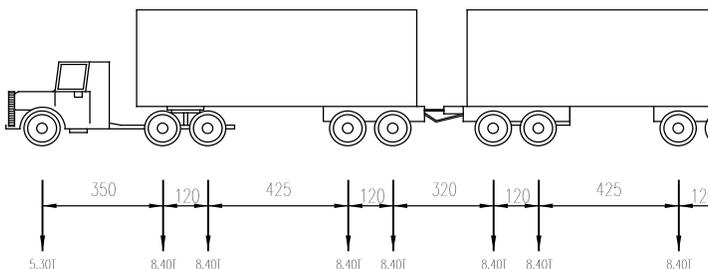


Fig. 1.5.3 Cargas de faja para camiones H y HS Standard

En México, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes es responsable de puentes carreteros. No obstante, en nuestro país correspondientes a la normativa AASHTO, por muchos países correspondientes a vehículos reales que transitan estos son los vehículos T3-S3 y T3-S2-R4.

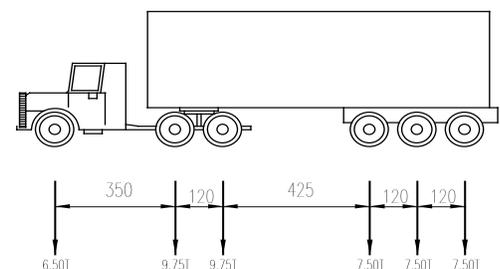
CAMION T3-S2-R4 TIPO I

PESO = 72.5 TON.



CAMION T3-S2-R4 TIPO I

PESO = 72.5 TON.



CAMION T3-S3 TIPO I

PESO = 48.5 TON.

iones propuestos por la SCT)

El vehículo T3-S3 consta de un tractor de tres ejes con un semirremolque de tres ejes que puede alcanzar longitudes de 11.35 m. El vehículo T3-S2-R4 consta de un tractor de tres ejes, con un semirremolque de dos ejes y un remolque de cuatro ejes.

Estos vehículos reales han sido usados para diseñar estructuras, durante años, a veces combinados con algunos vehículos de la normativa AASHTO; no obstante, la normativa SCT contempla dos modelos de carga viva vehicular para el diseño de estos sistemas: el modelo IMT 66.5 y el IMT 20.5.

Para efectos de garantizar las condiciones más desfavorables en el diseño de la losa, se tomaron como cargas los camiones más pesados recomendables por el A.A.S.H.T.O. Y por la S.C.T. respectivamente. Resultando así la evaluación de cargas con el camión HS-20 Y EL T3-S2-R4.

Impacto. Se denomina impacto a un incremento en porcentaje que se aplica a las cargas vivas vehiculares sobre la calzada, para tomar en cuenta los efectos de la vibración de la estructura, que es causada por su respuesta dinámica como conjunto, a la excitación producida por las ruedas, la suspensión de los vehículos y el golpeteo de las primeras al pasar sobre irregularidades en la superficie de rodamiento, tales como juntas de dilatación, grietas, baches o pequeños despostillamientos.

Pueden existir efectos resonantes cuando el periodo del sistema vehicular es similar a la frecuencia propia del puente. El incremento por impacto no se aplica a las cargas sobre la banqueta. Los elementos estructurales en los que se considera el efecto del impacto son:

- Superestructuras incluyendo columnas o muros de marcos rígidos.
- Pilas con o sin dispositivos de apoyo (independientemente del tipo de apoyos), excluyendo las zapatas u otros tipos de cimentación y las porciones de las pilas por debajo del nivel del terreno.
- Las porciones de los pilotes de acero o de concreto que sobresalgan del nivel del terreno y que soporten directamente la superestructura. En los estribos, muros de retención, pilotes que no sean de acero o concreto y estructuras de madera, no se considera el efecto del impacto.

Los elementos mecánicos por carga viva se incrementan por efecto del impacto en los porcentajes siguientes:

- Setenta y cinco (75) por ciento para los elementos que integren una junta de dilatación en la calzada.
- Cuarenta (40) por ciento cuando el elemento mecánico es producido por un solo eje (desglosado) del modelo IMT 66.5 o del modelo IMT 20.5.
- Treinta (30) por ciento si el elemento mecánico es producido por dos (2) o tres (3) ejes desglosados de los modelos IMT 66.5 o IMT 20.5.

Formula del impacto: El impacto se expresa como una fracción de la carga viva y está en función del claro efectivo.

$$I = \frac{15.24}{S + 38} \dots\dots\dots (ecu.1.5.2)$$

El momento flexionante, por metro de ancho de losa, se calculará para el refuerzo principal perpendicular al tráfico que se detallara a continuación, a menos que se empleen métodos más exactos, considerando el área de contacto de la llanta.

Refuerzo principal perpendicular al tráfico.

$$M_{cv} = Fc \left[\frac{P}{32} \right] \left[\frac{S}{0.305} + 2 \right] Fi \dots\dots\dots (ecu. 1.5.3)$$

Donde:

Fc: Facto de reducción por continuidad (0.8)

Fi: Factor de impacto

P: Es la carga de camión más desfavorable

S: Claro entre trabes de eje a eje.

En losas continuas sobre tres o más apoyos, se aplica un factor de reducción por continuidad de cero punto ocho (0.8) a la expresión anterior, tanto para momentos positivos como negativos.

DISEÑO ESTRUCTURAL LOSA DE RODAMIENTO:

Esfuerzo permisible del concreto: El esfuerzo en el concreto no deberá de exceder los siguientes límites:

Esfuerzos permisibles	Concreto (kg/cm2)	Acero de refuerzo (kg/cm2)
Compresión	0.4 f'c	-----
Tensión	0.2 f'c	1400

Tabla. 1.5.1 (Límites establecidos por las normas A.A.S.H.T.O. STANDARD CAP 8.15)

La base de las ecuaciones para flexión por el diseño de esfuerzos permisibles es la relación del módulo de elasticidad del acero con el módulo de elasticidad del concreto, en el caso de estructuras con materiales heterogéneos como el concreto reforzado. Esto con el fin de evaluar proporcionalmente la resistencia a la tensión y/o a la compresión de los dos materiales.

$$n = \frac{E_s}{E_c} \dots\dots\dots(\text{ecu. 1.5.4})$$

Donde “n” es la relación modular, “Es” el módulo de elasticidad del acero y “Ec” el del concreto. Su uso es para transformar áreas equivalentes de diferente módulo de elasticidad, ya sea acero y concreto o el mismo material con diferentes módulos. Debido a la necesidad de conocer los esfuerzos internos de los materiales en análisis, es necesario tener localizado el eje neutro de la sección es estudio.

Para localizar el eje neutro de la sección es necesario definir la profundidad del bloque de compresión, así como su área. Este se define con el termino kd, donde el coeficiente k define la profundidad del área de compresión de la sección. (Figura 1.5.5)

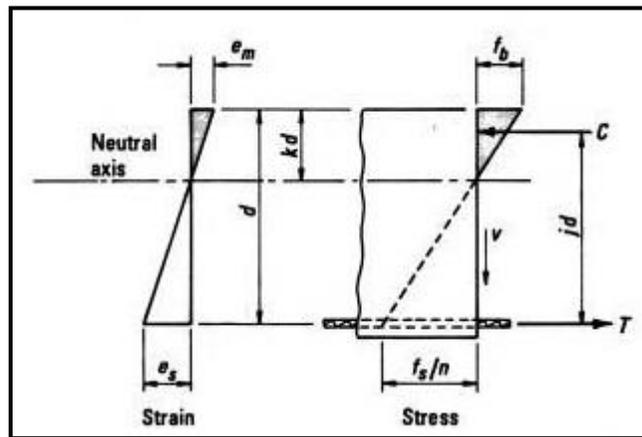


Fig. 1.5.5 Localización del eje neutro para una viga sometida a flexión

El coeficiente j define la distancia entre el centroide del área en compresión y en centroide del área del acero de tensión. El brazo de palanca, jd, se usa para calcular el momento de resistencia interno y es directamente proporcional a la profundidad del bloque esfuerzo de compresión.

$$k = \frac{n}{n + \frac{f_s}{f_c}} \dots\dots\dots(\text{ecu. 1.5.5.})$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = \dots\dots\dots(\text{ecu. 1.5.6})$$

Para el cálculo del peralte requerido por el momento resistente. Se calcula con la siguiente expresión.

$$d_{requerido} = \sqrt{\frac{M_{DISEÑO}}{\frac{1}{2} j k f_c b}} = \dots\dots\dots \text{(ecu. 1.5.7)}$$

Donde:

$M_{Diseño}$: es la suma del M_{cm} y el M_{cv}

K : es la distancia de la profundidad del área de compresión de la sección.

J : el brazo de palanca entre los centroides de los bloques de tensión y compresión.

Recubrimiento

El recubrimiento de varillas para la protección contra la corrosión se estable según normas A.A.S.H.T.O. STANDARD en el capítulo 8.22.

	Minimum Cover (inches)
Concrete cast against and permanently exposed to earth	3
Concrete exposed to earth or weather:	
Primary reinforcement	2
Stirrups, ties, and spirals	1½
Concrete deck slabs in mild climates:	
Top reinforcement	2
Bottom reinforcement	1
Concrete deck slabs which have no positive corrosion protection and are frequently exposed to deicing salts:	
Top reinforcement	2½
Bottom reinforcement	1
Concrete not exposed to weather or in contact with ground:	
Primary reinforcement	1½
Stirrups, ties, and spirals	1
Concrete piles cast against and/or permanently exposed to earth	2

Tabla. 1.5.2 Recubrimiento de varillas (norma A.A.S.H.T.O. STANDARD CAP 8.22)

El área del acero requerido está sujeto al momento de diseño, resultante de la sumatoria de las cargas muertas y cargas vivas, del esfuerzo de tensión en el acero de refuerzo, así como de la constante “j” y del peralte efectivo de la losa de rodamiento. Se calculara con la siguiente formula:

$$AS_{(+/-)} = \frac{M_{DISEÑO}}{f_s j d} \dots\dots\dots \text{(ecu. 1.5.8)}$$

Además se considerará un porcentaje mínimo de acero:

$$\rho_{min} = \frac{1.378}{fy(Mpa)} \dots\dots\dots \text{(ecu. 1.5.9)}$$

Revisión por temperatura

El refuerzo para esfuerzos por retracción y temperaturas se proporcionará cercano a las superficies expuestas, que no estén reforzados de otra manera. El porcentaje de acero proporcionado por temperatura,(según el código ACI 7.12.2.1, " La cuantía de refuerzo por retracción y temperatura debe ser al menos igual a los valores dados a continuación, pero no menos que 0.0014..... b) En las losas donde se empleen barras corrugadas grado 420 o refuerzo electro soldado de alambre.....0.0018).

7.12.2 — El refuerzo corrugado, que cumpla con 3.5.3, empleado como refuerzo de retracción y temperatura debe colocarse de acuerdo con lo siguiente:

7.12.2.1 — La cuantía de refuerzo de retracción y temperatura debe ser al menos igual a los valores dados a continuación, pero no menos que 0.0014:

(a) En losas donde se empleen barras corrugadas Grado 280 o 350 0.0020

(b) En losas donde se empleen barras corrugadas Grado 420 o refuerzo electrosoldado de alambre..... 0.0018

(c) En losas donde se utilice refuerzo de una resistencia a la fluencia mayor que 420 MPa, medida a una deformación unitaria de 0.35 por ciento $\frac{0.0018 \times 420}{f_y}$

7.12.2.2 — El refuerzo de retracción y temperatura no debe colocarse con una separación mayor de 5 veces el espesor de la losa ni de 450 mm.

Fig. 1.5.6 Porcentaje mínimo de acero (ACI 7.12.2.1)

ACERO DE DISTRIBUCION

Se deberá colocar refuerzo por distribución en el lecho inferior de todas las losas, exceptuando donde haya alcantarillas o la losa mida más de 60 cm, para lograr una distribución lateral de las cargas vivas concentradas.

La cantidad es un porcentaje del refuerzo principal requerido para momento positivo, este porcentaje se obtendrá con las siguientes formulas (normas A.A.S.H.T.O sección 3.24.10.2)

3.24.10.2 The amount of distribution reinforcement shall be the percentage of the main reinforcement steel required for positive moment as given by the following formulas:

For main reinforcement parallel to traffic,

$$\text{Percentage} = \frac{100}{\sqrt{S}} \text{ Maximum } 50\% \quad (3 - 21)$$

For main reinforcement perpendicular to traffic,

$$\text{Percentage} = \frac{220}{\sqrt{S}} \text{ Maximum } 67\% \quad (3 - 22)$$

where, S = the effective span length in feet.

Fig. 1.5.7 Acero de distribución (normas A.A.S.H.T.O sección 3.24.10.2)

VIGAS

La mayor parte de los puentes de claro medio que se construyen en el país están hechos con superestructuras de elementos prefabricados de concreto presforzado empleando secciones I de AASHTO, Cajón, T y doble T, sobre las que se cuela una losa de concreto reforzado. Esta losa, integrada a la trabe presforzada, dará lugar a la sección compuesta que aumenta sensiblemente la capacidad de la sección.

Las vigas son el elemento estructural más importante en el diseño de un puente. La recomendación general sobre qué sección utilizar para determinados claros a cubrir se da en la Tabla 1.5.3, donde se presentan límites razonables de aplicabilidad de las secciones más comunes usadas en México. El peralte de estas secciones variará, según el claro y disponibilidad en el mercado, entre $L/18$ y $L/23$.

Sección	Claro (m)
	$L < 8$
	6 a 20
	10 a 25
	15 a 35
	20 a 40

Tabla. 1.5.3 Secciones recomendadas para distintos claros (manual de presfuerzo del anippac)

Las vigas deben diseñarse para resistir solo las cargas verticales muertas y vivas. El dimensionamiento del elemento debe basarse en su comportamiento ante cargas de servicio comparando los esfuerzos permisibles contra los actuantes, tomando en cuenta las pérdidas. Una vez definida la sección con el presfuerzo correspondiente, se deberán verificar distintas condiciones de servicio, como los esfuerzos en la trasferencia, encamisados y deflexiones, así como revisar condiciones de resistencia como el momento último, acero mínimo y máximo y cortante, entre otros.

En México, las secciones I tipo A.A.S.H.T.O. han tenido un fuerte presencia para puentes de claros medios o en casos especiales en puentes de grandes claros. Debido a su buena resistencia, tiempo de construcción y costo. Estas secciones se clasifican en tipo I, II, III, IV, V y una diseñada especialmente para grandes claros, tipo Nebraska.

TIPO	I	II	III	IV	V
Peralte	71	91	115	135	160
A (cm ²)	1,743	2,325	3,629	4,974	6,463
I (cm ⁴)	926,273	2,056,660	5,257,638	10,261,070	21,565,200
y1 (cm)	32.00	40.07	51.2	61.5	81.3
y2 (cm)	39.00	51.00	63.8	73.5	73.84
Wo (Kg/m)	418	558	871	1,194	1,551

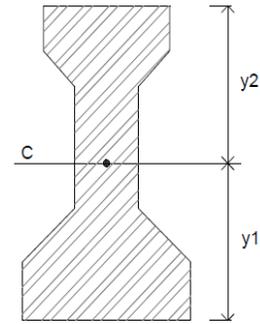


Tabla. 1.5.4 Propiedades de las secciones tipo A.A.S.H.T.O.

CARGAS

La superestructura de un puente se diseña fundamentalmente para resistir cargas vivas vehiculares. Cargas accidentales como viento y sismo deben ser resistidas por la subestructura.

CARGA MUERTA

Son las cargas permanentes que actúan sobre la estructura. Se debe incluir dentro de la carga muerta el peso propio de las trabes, la losa y la carpeta asfáltica. Con fines de cuantificar la carga muerta, el espesor de la carpeta asfáltica no debe tomarse menor que 10 cm para considerar futuras repavimentaciones donde no exista sustitución de material. El peso volumétrico del asfalto no se tomará menor que 2 T/m³. Por la poca carga que representa para el puente, es común despreciar el peso de los diafragmas.

Las cargas de las banquetas, guarniciones y parapetos pueden considerarse como repartidas en todas las trabes; si bien es cierto que las trabes extremas soportarán estas cargas, también lo es que las mismas no pasará viva. Debido a que siempre debe procurarse fabricar todas las vigas de un puente iguales y que el diseño de las vigas está regido por la carga viva, las vigas extremas, aunque tengan mucha carga muerta, estarán ligeramente sobradas en su diseño.

CARGA VIVA

Carga viva vehicular. Para el caso de carreteras, la SCT en la Ley General de Vías de Comunicación contiene tres sistemas de cargas para considerarse en el proyecto estructural de puentes, la carga viva máxima entre la T3-S2-R4 o la 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 1.5.9.

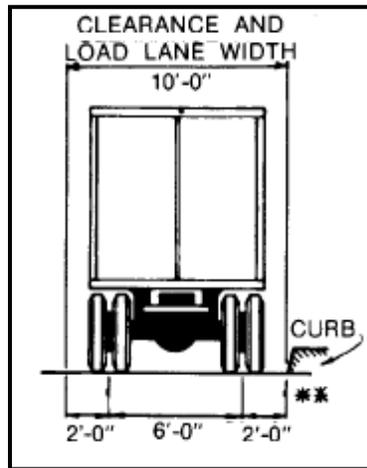


Fig. 1.5.8 Distancia entre ejes camión STANDARD HS (normas A.A.S.H.T.O sección 3.9)

Además de conocer las cargas de diseño y las características de cada camión, es importante conocer las dimensiones del carril de diseño, ya que de él dependerá el número de camiones que circularán por el puente. Estas dimensiones se muestran en la Figura 1.5.8. Muchos de los puentes construidos en México han sido diseñados con las cargas del vehículo H-15 y HS-20, cuyos pesos vehiculares han sido superados por las cargas de los vehículos que actualmente circulan. Por si fuera poco, la situación se ve agravada por el hecho de que muchos vehículos circulan sobrecargados.

Factor de reducción: Se aplica cuando los máximos esfuerzos son producidos en algún elemento debido a la carga simultánea de varias vías de tránsito, deben ser usados los siguientes porcentajes de carga vehicular, en vista de la menor probabilidad de ocurrencia:

3.12 REDUCTION IN LOAD INTENSITY

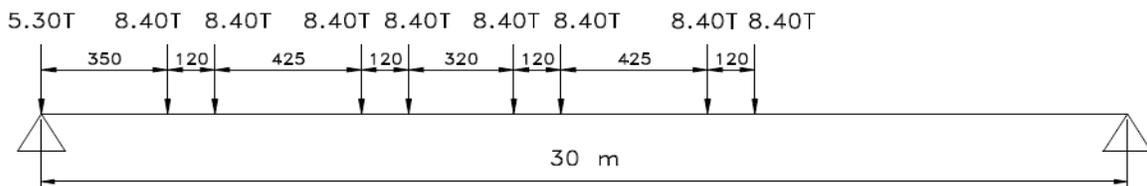
3.12.1 Where maximum stresses are produced in any member by loading a number of traffic lanes simultaneously, the following percentages of the live loads may be used in view of the improbability of coincident maximum loading:

	Percent
One or two lanes	100
Three lanes	90
Four lanes or more	75

Fig. 1.5.9 Factores de reducción por número de carriles (normas A.A.S.H.T.O sección 3.12)

Análisis longitudinal

Por norma se deberá calcular los efectos que generan los vehículos nacionales T3-S3 y T3-S2-R4 y las configuraciones norteamericanas AASHTO HS-20 y HS-15, de las cuales la más desfavorable, según estudios recientes, es la carga para el camión nacional T3-S2-R4, que es el más cercano a las cargas reales que circulan en las carreteras de todo el país.



$$M_{max} = 16.625L + \frac{11.61}{L} - 187.5$$

Fig. 1.5.10 Posición de cargas y ecuación de momento máximo en función del claro del puente para vehículos de la normativa mexicana.

Se consideró que en una viga simplemente apoyada, sujeta a una serie de cargas concentradas en movimiento, el momento flexionante máximo se desarrolla debajo de una carga cuando el centro de claro de la viga se localiza a la mitad de tal carga y la resultante del grupo de cargas aplicadas.

Una vez ubicado el tren vehicular de acuerdo con la longitud del claro, se determinan sus respectivas líneas de influencia y la magnitud del momento flexionante, obteniendo la función que lo expresa en términos del claro de la estructura.

Mediante un análisis de los efectos de estos vehículos comparados con los establecidos en la normativa mexicana, se puede corroborar que tanto los momentos flexionantes como las fuerzas cortantes ocasionadas por los vehículos del código americano quedan por debajo de los generados por las configuraciones y pesos establecidos en la normativa mexicana.

Análisis asistido por computadora (SAP 2000), posición y cargas de camión T3-S2-R4:

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Fixed Length	1.		0.	Zero Width		5.3	One Point	
Fixed Length	1.		0.	Zero Width		5.3	One Point	
Fixed Length	3.5		0.	Zero Width		8.4	One Point	
Fixed Length	1.2		0.	Zero Width		8.4	One Point	
Fixed Length	4.25		0.	Zero Width		8.4	One Point	
Fixed Length	1.2		0.	Zero Width		8.4	One Point	
Fixed Length	3.2		0.	Zero Width		8.4	One Point	
Fixed Length	1.2		0.	Zero Width		8.4	One Point	

Fig. 1.5.11 Descripción de tren de cargas para el camión T3-S2-R4 en SAP 2000

Además de los efectos longitudinales ocasionados por las cargas vivas aplicadas a los puentes, es muy importante su reparto transversal; particularmente en las estructuras soportadas por vigas, ya que identifica los efectos que debe soportar cada una de ellas de acuerdo con su posición y es posible revisar su condición con respecto a los estados límite de servicio y resistencia correspondientes. Para determinar estas proporciones existen métodos denominados simplificados o rigurosos.

Los métodos simplificados se derivan y son usados para puentes rectos o con ángulos de esviaje menores a 20° , algunos de ellos son:

- Método de Leonhardt-Andre
- Método de Courbon
- Método de Hendry-Jaeger
- Método de Morice-Little
- Método de Cusen-Pama
- Método AASHTO
- Método de Ontario

Por otro lado, algunos de los métodos rigurosos son:

- Método de la placa ortotrópica
- Método de elemento finito
- Método de la analogía de mallado
- Método de diferencias finitas
- Método de franjas finitas
- Método semi-contínuo

El uso de métodos aproximados se volvió muy popular para el diseño de puentes, debido a la relativa simplicidad de sus cálculos. Su formulación está hecha con base en diferentes suposiciones estructurales para formar expresiones y procesos de cálculo tan simples como sea posible.

La S.C.T. establece que: para la repartición transversal de la carga móvil se utilizarán anchos de carril de circulación de 3.50 m y ancho de carril de carga de 3.05 m y se calculará utilizando el método de **Courbon**; podrá utilizarse otro método que esté debidamente reconocido, debiendo en su caso, informar oportunamente a la dependencia, mediante escrito para su aprobación correspondiente.

Debido a que la S.C.T. usa comúnmente el método de Courbon, con fines de acercar este trabajo a un proyecto valorado para una entrega real, se apoyara en este método para el cálculo del efecto transversal y repartición de esfuerzos en las vigas.

MÉTODO DE COURBON

El método de Courbon supone que existe una variación lineal de la deflexión de la estructura en su dirección transversal; es decir, su rigidez transversal es infinita, de modo que la deformada en este mismo sentido, ante la aplicación de una carga, permanece siempre recta y la deflexión será máxima en la viga exterior del lado de la carga excéntrica aplicada y mínima en el otro extremo.

El método mencionado supone que el tablero es simétrico y la carga actuante se descompone en simétrica y anti simétrica, de modo que la primera parte de la carga se reparte de manera proporcional entre las inercias de las vigas.

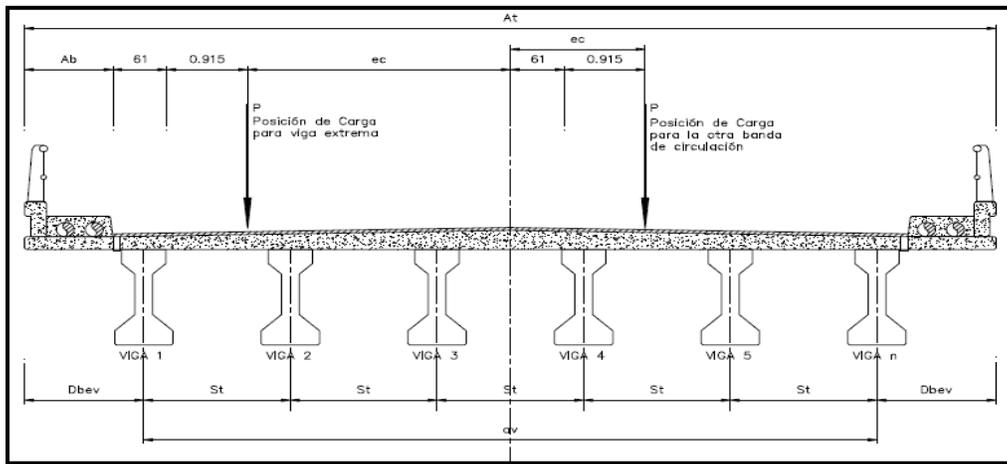


Fig. 1.5.12 Ejemplo de posición de cargas para el análisis transversal de la súper estructura

$$R = \frac{1}{N} \left[1 + \frac{N * e * di}{\sum di^2} \right] \dots\dots\dots(\text{ecu. 1.5.10})$$

Donde:

P = total carga viva

e = excentricidad de la carga viva aplicada puntualmente al eje de la sección transversal.

d = distancia del eje de cada trabe al eje de la sección transversal.

N = número de vigas.

CALCULO DEL PRESFUERZO

ETAPAS DE UN ELEMENTO PRESFORZADO

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

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

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

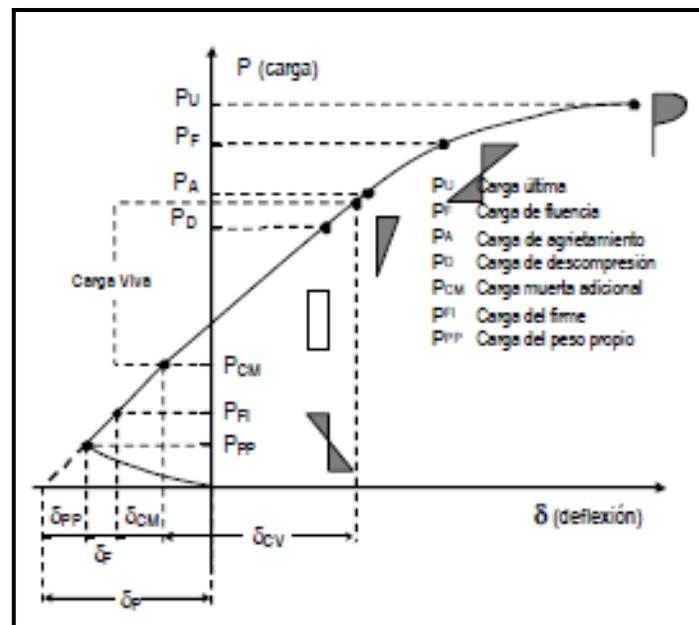


Fig. 1.5.13 Gráfica carga-deflexión de una viga presforzada típica (manual de presfuerzo annippac)

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

Esta etapa puede ser crítica en los extremos de elementos pretensados sin desvío de torones donde el presfuerzo es excesivo. Dado que la acción del presfuerzo solo es contrarrestada por la del peso propio del elemento, en esta etapa se presentará la contra flecha máxima.

Estado intermedio. Dentro de esta etapa se presenta el transporte y montaje del elemento. Se debe tener especial cuidado en la colocación de apoyos temporales y ganchos y dispositivos de montaje para no alterar la condición estática para la que fue diseñado el elemento. Algunas vigas para puente son tan largas que es necesario dejar volado uno de los extremos para que se puedan transportar. Muchos elementos presforzados tienen un comportamiento en etapas intermedias distinto al que tienen en transferencia o en el estado final. Tal es el caso de algunas viguetas, trabes y losa que, antes de que la sección compuesta esté lista para soportar cargas, requieren de cimbrado temporal que es removido cuando los colados en sitio y la losa o el firme han fraguado.

Etapa final. El diseñador debe considerar las distintas combinaciones de cargas en la estructura en general, y en cada elemento en particular, para garantizar el comportamiento adecuado de los elementos. En la etapa final se considerarán las condiciones de servicio tomando en cuenta esfuerzos permisibles, deformaciones y agrietamientos, y las condiciones de resistencia última de tal manera que además de alcanzar la resistencia adecuada se obtenga una falla dúctil. En esta etapa ya han ocurrido todas las pérdidas de presfuerzo y en la mayoría de los casos el elemento presforzado se encuentra trabajando en conjunto con el firme colado en sitio, lo que incrementa notablemente su inercia y resistencia. En la Figura 1.5.14 se indican, a partir de la carga de descompresión, los distintos estados finales que se deben considerar en el diseño de cualquier elemento presforzado.

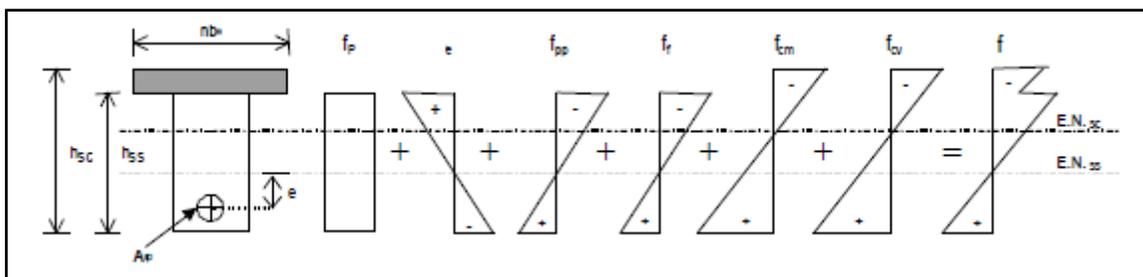


Fig. 1.5.14 Esfuerzos de flexión en una viga tanto en la sección simple como la sección compuesta (manual de presfuerzo annippac)

REVISION DE ESTADOS LIMITES DE SERVICIO

Las deflexiones y el agrietamiento bajo las condiciones de carga que puedan ser críticas durante el proceso constructivo y la vida útil de la estructura no deben exceder los valores que en cada caso se consideren aceptables. La revisión de estados límite de servicio no garantiza una adecuada resistencia estructural; ésta deberá revisarse en conforme los estados límite de falla. En elementos presforzados, una forma indirecta de lograr que el agrietamiento y las pérdidas por flujo plástico no sean excesivas es obligar que los esfuerzos en condiciones de servicio se mantengan dentro de ciertos límites.

Para este fin, al dimensionar o al revisar esfuerzos se usará la teoría elástica del concreto y la sección transformada. Por ello, no se emplean secciones o esfuerzos reducidos ni factores de reducción.

ESTADO DE ESFUERZOS

En cada una de las etapas de los elementos presforzados, deben revisarse los esfuerzos que actúan en el elemento. De acuerdo con la Figura 1.5.14, los esfuerzos, f , se calculan para cada una de las acciones con las correspondientes propiedades geométricas de la sección, y están dados por

$$f = -fp \pm fpe \pm fpp \pm ff \pm fcm \pm fcv \dots \dots \dots (\text{ecu. 1.5.11})$$

$$f = -\frac{P}{A_{ss}} \pm \frac{Pe}{I_{ss}} \pm \frac{M_{pp}}{I_{ss}} y \pm \frac{M_f}{I_{ss}} y \pm \frac{M_{cm}}{I_{ss}} y \pm \frac{M_{cv}}{I_{ss}} y \dots \dots \dots (\text{ecu. 1.5.12})$$

Donde las acciones y las propiedades geométricas son:

P = fuerza de presfuerzo efectiva

Mcv = momento debido a la carga viva

A = área de la sección

Mpp = momento por peso propio

I = momento de inercia de la sección

Mf = momento debido al firme

y = distancia a la fibra donde se calculan los esfuerzos muerta

Mcm = momento debido a la sobrecarga

e = excentricidad del presfuerzo

FUERZA INICIAL DEL PRESFUERZO

Para iniciar el cálculo de número de torones, es necesario estimar una serie de datos que se proponen según la experiencia del diseñador. Debido a que el análisis y diseño para cualquier estructura empieza como un método de aproximación, para este caso se supondrá una cantidad de torones, con esto la excentricidad y pérdidas que a estos corresponde; que ayudará a proponer un presfuerzo inicial, con el cual se iniciara la revisión de resistencia del elemento presforzado debido a las cargas gravitacionales previamente calculadas.

$$P = \frac{\left(\frac{M1}{S_{is}} + \frac{M2}{S_{ic}} - fp^+\right)}{\left(\frac{1}{A_{ss}} + \frac{e_{ss}}{S_{is}}\right)} \dots\dots\dots(\text{ecu. 1.5.13})$$

Donde:

P = fuerza de presfuerzo efectiva (sin perdidas)

M1 = Mpp + Mf

M2 = Mcm + Mcv

Ass = área de la sección simple

e = excentricidad de los torones

Sis = Modulo de sección a la fibra inferior de la sección simple

Sic = Modulo de sección a la fibra inferior de la sección compuesta

fp = esfuerzo permisible en el concreto para la fibra extrema en compresión.

Para la estimación de número de torones requeridos, se propone una pérdida de tensado del **20%** y se sabe que por norma la S.C.T. establece que: En estructuras presforzadas con torones, deberá considerarse la utilización de acero para presfuerzo de baja relajación, con 3.5% de alargamiento máximo después de 1000 horas de ser aplicada una carga correspondiente al **80%** del límite de ruptura. Esto se realizará con la siguiente formula:

$$NT = \frac{P}{(0.80 - \text{Perdidas}) f_{py} A_{et}} \dots\dots\dots(\text{ecu. 1.5.14})$$

Donde:

P = fuerza de presfuerzo efectiva (sin perdidas)

f_{py} = esfuerzo de ruptura del acero de presfuerzo

A_{et} = Área transversal por torón (1/2" de diámetro)

ESFUERZOS PERMISIBLES:

Inmediatamente después de la transferencia		Bajo cargas de servicio	
Fibra extrema en compresión	0.60 f _c	Fibra extrema en compresión: debido al presfuerzo más las cargas sostenidas debido al presfuerzo más la carga total	0.45 f _c 0.60 f _c
Fibra extrema en tensión	0.80 √ f _c	Fibra extrema en tensión	1.6 √ f _c
Fibra extrema en tensión en extremos de miembros simplemente apoyados	1.6 √ f _c		

Tabla. 1.5.7 Esfuerzos permisibles en el concreto

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

Tabla. 1.5.8 Esfuerzos permisibles en los cables de presfuerzo de baja relajación.

Pérdidas de presfuerzo:

El término de pérdidas de presfuerzo es empleado para describir variadas razones que provocan que la fuerza de presfuerzo efectiva que actúa en el elemento sea menor que la fuerza aplicada por el gato, esta reducción puede llegar a ser mayor del 30%. El cálculo de estas es comúnmente sensible, ya que subestimar o sobre estimar las pérdidas implica errar en la estimación de los esfuerzos y deformaciones en las distintas etapas de servicio del elemento; sin embargo, para la etapa última cuando se evalúa la resistencia del elemento, las pérdidas no influyen debido a que esta resistencia es función del equilibrio interno de fuerzas y deformaciones.

Las pérdidas totales, ΔPT , están dadas por la suma de las pérdidas iniciales, ΔPT_i , más las diferidas, ΔPT_d .

$$\Delta PT = \Delta PT_i + \Delta PT_d \dots \dots \dots (\text{ecu. 1.5.15})$$

Las pérdidas en elementos pretensados son:

$$\Delta PT_i = \Delta AE + \Delta RE_i \dots \dots \dots (\text{ecu. 1.5.16})$$

$$\Delta PT_d = \Delta CC + \Delta FP + \Delta RE_d \dots \dots \dots (\text{ecu. 1.5.17})$$

Donde:

ΔAE = pérdida debida al acortamiento elástico

ΔCC = pérdida debida a la contracción del concreto

ΔFP = pérdida debida al flujo plástico del concreto

ΔRE = pérdida debida a la relajación del acero (instantáneas y diferidas)

Perdidas instantáneas o inmediatas:

Acortamiento elástico. 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. Para elementos pretensados, esta pérdida está dada por:

$$\Delta AE = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \dots\dots\dots(\text{ecu. 1.5.18})$$

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

$$E_{ci} = \frac{\gamma_{conc}^{3/2} \sqrt{f'_{ci}}}{7.3} \dots\dots\dots(\text{ecu. 1.5.19})$$

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

$$\Delta RE = \frac{\log(t)}{40} \left(\frac{f_{sp}}{f_{py}} - 0.55 \right) f_{sp} \dots\dots\dots(\text{ecu. 1.5.20})$$

Donde t es el tiempo estimado en horas desde el tensado hasta la transferencia, f_{pj} es el esfuerzo en el tendón al final del tensado y f_{py} es el esfuerzo de fluencia del acero de presfuerzo. Este esfuerzo es proporcionado por el fabricante o puede calcularse como $f_{py}=0.85f_{sr}$, para torones aliviados de esfuerzo y $f_{py}=0.9f_{sr}$, para torones de baja relajación.

Pérdidas diferidas o de largo plazo:

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

$$\Delta CC = \epsilon_c E_p \dots\dots\dots (\text{ecu. 1.5.21})$$

O aplicando las siguientes expresiones contenidas en el AASHTO estándar:

$$\Delta CC = 1193 - 10.5 H \dots\dots\dots (\text{ecu. 1.5.22})$$

$$\Delta CC = 954 - 8.4 H \dots\dots\dots (\text{ecu. 1.5.23})$$

Donde H es la humedad relativa anual promedio en porcentaje; de no conocerse la humedad del sitio donde se construirá la obra, puede considerarse como lo indica la Tabla 1.5.9. Las ecuaciones 1.5.22 y 1.5.23 son válidas para elementos pretensados y postensados, respectivamente.

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

Tabla. 1.5.9 Porcentaje de humedad H, según el tipo de clima.

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

$$\Delta FP = 12 f_{cgp} - 7 f_{cds} \dots\dots\dots (\text{ecu. 1.5.24})$$

Donde f_{cgp} es el esfuerzo de compresión neto en el concreto en el centro de gravedad de los tendones inmediatamente después de aplicar el presfuerzo al concreto y f_{cfs} es el esfuerzo en la sección a la altura del centro de gravedad de los torones debido a cargas muertas (kg/cm^2) aplicadas después del tensado. Los valores de f_{cfs} deberán calcularse en la misma sección o secciones para las cuales f_{cgp} es calculada.

Momento resistente en secciones compuestas:

Para el cálculo del MR de elementos presforzados con sección compuesta, deberá considerarse en los cálculos el f'_c del concreto del firme ya que allí es donde se encuentra la fuerza de compresión. Este f'_c debe tomarse en cuenta, inclusive, para el cálculo de f_{sp} . En caso de que la altura "a" sea mayor que el espesor del firme, se procederá considerando dos fuerzas de compresión: una conocida, C1, y otra por conocer, C2:

$$C1 = b t_{\text{firme}} f'_c \text{ firme} \dots \dots \dots \text{ (ecu. 1.5.25)}$$

$$C2 = (a - t_{\text{firme}}) b f'_c \text{ trabe} \dots \dots \dots \text{ (ecu. 1.5.26)}$$

Para obtener el peralte del bloque de compresiones encontramos la fuerza de tensión T1 correspondiente a C1

$$T1 = C1 \dots \dots \dots \text{ (ecu. 1.5.27)}$$

$$A_{sp1} f_{sp} = b t_{\text{firme}} f'_c \text{ firme} \dots \dots \dots \text{ (ecu. 1.5.28)}$$

Donde A_{sp1} es el área del acero de presfuerzo que equilibra la fuerza de compresión C1 que actúa en el firme. El resto del acero de presfuerzo A_{sp2} y el acero de refuerzo A_s , si existe, sumarán una fuerza T2 que será igual a la fuerza de compresión en el patín de la trabe.

El momento resistente M_R estará dado por:

$$M_R = F_R \left[A_{sp1} f_{sp} \left(d_{sp} - \frac{t_{losa}}{2} \right) + A_{sp2} f_{sp} \left(d_{sp} - t_{losa} - \frac{a - t_{losa}}{2} \right) \right] \dots \dots \dots \text{ (ecu. 1.5.29)}$$

CORTANTE:

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

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

En un elemento presfuerzo se debe revisar el cortante al menos en las siguientes secciones:

- a) A $h/2$ del paño.
- b) Donde terminan los cables y en desvío de torones.
- c) En lugares donde existan cargas concentradas.
- d) En diferentes longitudes de la trabe, como $L/4$, $L/8$, para lograr tener separaciones de estribos que sigan mejor el diagrama de cortante.

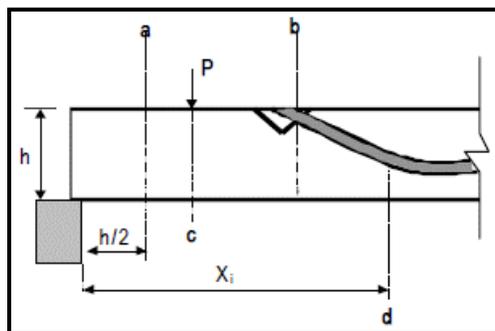


Fig. 1.5.15 Secciones donde se debe revisar por cortante

(Manual de presfuerzo annippac)

OBTENCION DEL CORTANTE RESISTENTE

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

$$V_{CR} = F_R b d \left[0.15 \sqrt{f_c^*} + 50 \frac{V}{M} d_{sp} \right] \dots\dots\dots \text{(ecu. 1.5.30)}$$

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

Cuando la dimensión transversal, h es mayor que 70 cm, el valor de V_{cr} deberá multiplicarse por el factor obtenido con la siguiente expresión:

$$F = 1 - 0.0004 (h - 700) \dots\dots\dots \text{(ecu. 1.5.31)}$$

V_{CR} debe estar dentro de los siguientes límites:

$$0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \leq V_{CR} \leq 1.3 F_R b d \sqrt{f_c^*} \dots\dots\dots \text{(ecu. 1.5.32)}$$

En vigas que no sean rectangulares, si el patín está a compresión el producto bd puede tomarse como (para vigas T, I):

$$bd = b' d + t^2 \dots\dots\dots \text{(ecu. 1.5.33)}$$

De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones, las resistencias deben afectarse por un factor de reducción, FR:

- a) FR = 0.9 para flexión.
- b) FR= 0.8 para cortante y torsión
- c) FR=0.7 para transmisión de flexión y cortante en losas o zapatas. }

REVISIÓN POR ACERO MINIMO:

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

Se debe garantizar que $M_R > 1.2 M_{agr}$, para obtener el momento de agrietamiento se debe calcular M_2 , que es el momento de servicio que produce el agrietamiento. M_1 es el momento debido al peso propio y al peso de la losa.

Para secciones compuestas el momento de agrietamiento se obtendrá como la suma de un momento M_1 debido al peso propio del elemento y al firme que actúan en la sección simple, más un momento M_2 que causa dicho agrietamiento.

$$M_2 = \left[2\sqrt{f'c} - \frac{M_1}{S_{is}} + \frac{P_f x e}{S_{is}} + \frac{P_f}{A} \right] S_{ic} \dots\dots\dots \text{(ecu. 1.5.34)}$$

$$M_{agr} = M_1 + M_2 \dots\dots\dots \text{(ecu. 1.5.35)}$$

$$M_1 = M_{pp} + M_{firme} \dots\dots\dots \text{(ecu. 1.5.36)}$$

Encamisados en elementos pretensados

La cantidad de acero de presfuerzo en un elemento pretensado está regida por las condiciones de flexión más críticas, tanto en niveles de servicio como finales. En el caso de elementos isostáticos, la sección que rige el diseño es la del centro del claro por lo que en los extremos del elemento, si

no se desviaron los torones, el presfuerzo es excesivo y en la mayoría de los casos se sobrepasen los esfuerzos permisibles.

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

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

Para encamisar torones se acostumbra, en general, revisar primero hasta qué distancia, a partir del extremo del elemento, todos los torones actúan sin rebasar los esfuerzos permisibles.

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

Los elementos de encamisado más usados son de polietileno (poliducto de plástico para instalaciones eléctricas) debido a su eficiencia y bajo costo. Los tubos metálicos de acero helicoidal o bien articulados flexibles son costosos, y su uso se limita a ductos para sistemas postensados.

El procedimiento de encamisado consistirá en eliminar o aislar algunos torones para que el diagrama de momentos flexionantes se reduzca a casi cero en los extremos de la viga.

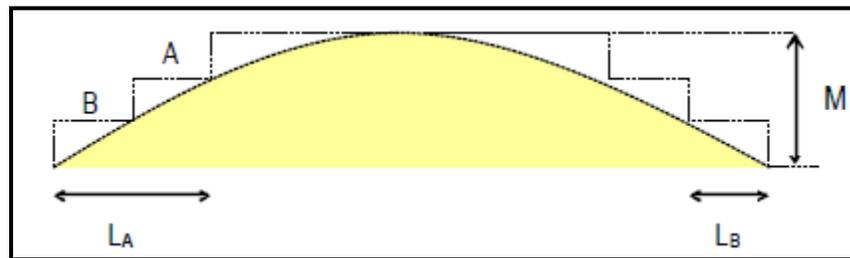


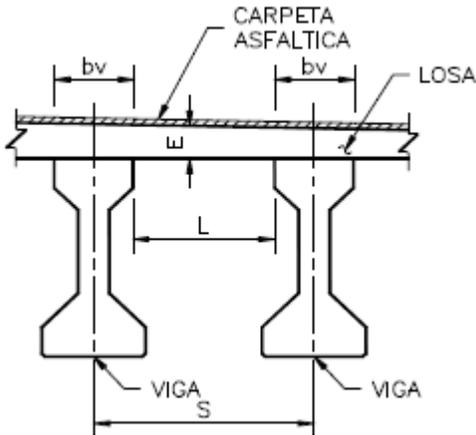
Fig. 1.5.16 Súper posición de diagramas de esfuerzos incluyendo Los debidos a los torones encamisados. (Manual de presfuerzo annippac)

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

2.- ANALISIS Y DISEÑO DE LA SUPER ESTRUCTURA

2.1 LOSA DE RODAMIENTO CENTRAL

2.1.1. Análisis de carga muerta



$$E \text{ concreto} = 0.2 \text{ m}$$

$$E \text{ carp asfalt} = 0.12 \text{ m}$$

$$bv = 50.0 \text{ cm}$$

$$S = 1.40 \text{ m}$$

$$L = 0.90 \text{ m}$$

$$w \text{ concreto} = \frac{W \text{ concreto} \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right]}{E \text{ concreto} [\text{m}]}$$

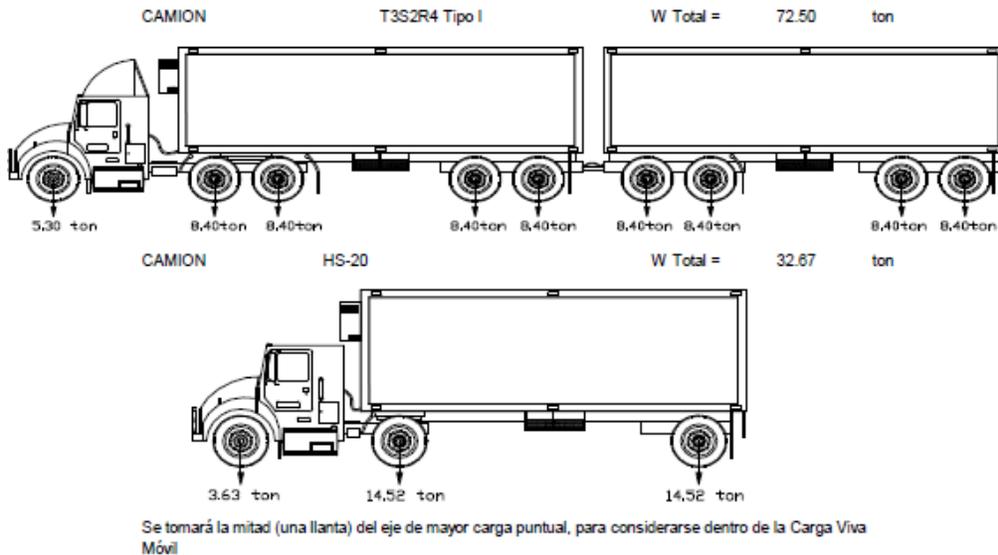
$$w \text{ concreto} = 0.48 \text{ ton/m}$$

$$w \text{ carp asf} = \frac{W \text{ asfalto} \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right]}{E \text{ carp asf} [\text{m}]}$$

$$w \text{ carp asf} = 0.264 \text{ ton/m}$$

$$W \text{ cm} = 0.744 \text{ ton/m}$$

2.1.2. Análisis de carga viva móvil



Se tomará la mitad (una llanta) del eje de mayor carga puntual, para considerarse dentro de la Carga Viva Móvil.

$$P = 7.26 \text{ ton, Rige HS-20}$$

2.1.3. Factor de impacto

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

S=	1.40	m
l=	0.39	
Impacto=	0.30	Valor máximo por norma
Factor imp.=	1.30	

Nota: Se denomina "impacto" a un incremento en porcentaje que se aplica a las cargas vivas vehiculares sobre la calzada, para tomar en cuenta los efectos de la vibración de la estructura, que es causada por su respuesta dinámica como un conjunto a la excitación producida por las ruedas, la suspensión de los vehículos y el golpeteo de las primeras al pasar sobre irregularidades en la superficie de rodamiento, tales como juntas de dilatación, grietas, pequeños baches o despostillamientos.

2.1.4. Momento de diseño

Para el cálculo del Momento de Diseño, se toma en cuenta la carga muerta (asfalto y losa) y la carga viva más e impacto

Carga muerta:

$$M_{CM} = \frac{w_{CM} S^2}{10}$$

w_{CM} =	0.74	ton/m
S=	1.40	m

M_{CM} =	0.15	ton-m
------------	------	-------

Carga Viva móvil:

$$M_{Cv} = Fc \left[\frac{P}{32} \right] \left[\frac{S}{0.305} + 2 \right] Fi$$

P=	7.26	ton
S=	1.40	m
Fi=	1.30	
Fc=	0.8	

M_{cv} =	1.55	ton-m
------------	------	-------

Momento de diseño (Positivo y Negativo) :

$$M_{DISEÑO} = M_{CM} + M_{CV}$$

$M_{Diseño}$ =	1.70	ton-m
----------------	------	-------

Nota: En losas continuas sobre tres o más apoyos, se aplica un factor de reducción por continuidad de cero punto ocho (0.8) a la expresión para el momento en la carga viva móvil, tanto para momentos positivos como negativos.

2.1.5. Constantes de diseño

El diseño de los elementos de concreto se realizará por el método Elástico o Esfuerzos permisibles, tomando en cuenta lo planteado en "Estándar Specifications for Highway Brigdes", adopted by the American Association of State Highway and Transportation

Propiedades del concreto

Concreto reforzado: $f'c = 300.00$ kg/cm²

$$Ec = 14000\sqrt{f'c}$$

$Ec = 242487$ kg/cm²

Acero de refuerzo: $fy = 4200.00$ kg/cm²

$Es = 2039000$ kg/cm²

Esfuerzo máximo de Compresión en el Concreto

$$fc = 0.4 * f'c = 120 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo de Tensión en el Acero de Refuerzo

$fs = 1400$ kg/cm²

Relación Modular

$$n = \frac{Es}{Ec} = 8.409$$

Porcentaje para localizar el eje neutro

$$k = \frac{n}{n + \frac{fs}{fc}} = 0.419$$

Porcentaje para localizar el brazo de palanca del momento interno

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 0.860$$

2.1.6. Revisión por flexión

Peralte requerido

$$d_{requerido} = \sqrt{\frac{M_{DISEÑO}}{\frac{1}{2} j k f c b}} = 8.869 \quad \text{cm}$$

b=	100	cm	Un metro lineal de losa
Peralte total propuesto =	20	cm	
Recubrimiento (+,-) =	5	cm	
Peralte Efectivo (+,-)=	15	cm	
Peralte Efectivo (+,-)=	5.9	plg	

2.1.7. Área de acero

área de acero requerido

$$d = 15 \quad \text{cm}$$

$$AS_{(+/-)} = \frac{M_{DISEÑO}}{f_s j d} = 9.41 \quad \text{cm}^2$$

$$r = 0.006$$

PORCENTAJE DE ACERO MINIMO

$$\rho_{min} = \frac{1.378}{f_y(Mpa)} = 0.0033 \quad \text{Asmin} = 4.9214$$

AREA DE ACERO A EMPLEAR POR FLEXION POSITIVO Y NEGATIVO

	Por flexión
r min	0.003
r cal	0.006
Rige	0.006

As=	9.41	cm ² /m
refuerzo #	4	@
separación	14	
Vs	#4 @ 14	

2.1.8. Acero por temperatura

El refuerzo para esfuerzos por contracción y temperaturas se proporcionará cercano a las superficies expuestas, que no estén reforzados de otra manera.

El porcentaje de acero proporcionado por temperatura, (según el código ACI 7.12.2.1, " La cuantía de refuerzo por retracción y temperatura debe ser al menos igual a los valores dados a continuación, pero no menos que 0.0014..... b) En las losas donde se empleen barras corrugadas grado 420 o refuerzo electro soldado de alambre.....0.0018)

$$r_{temp} = 0.0018$$

El refuerzo de retracción y temperatura no debe colocarse con una separación mayor de 5 veces el espesor de la losa ni de 45 cm.

$$\text{espesor de la losa} = 20.00 \text{ cm}$$

$$A_{temp} = \frac{r_{temp} * \text{espesor losa} * b}{2} = 1.8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Refuerzo transversal por temperatura

Refuerzo longitudinal por temperatura

En zonas centrales el refuerzo por flexión #4 @ 14 cumple, por lo tanto se usara el mismo

Se usara #3 @30 cm

2.1.9. Acero por distribución

Se deberá colocar refuerzo por distribución en el lecho inferior de todas las losas, exceptuando donde haya alcantarillas o la losa mida más de 60 cm, para lograr una distribución lateral de las cargas vivas Concentradas.

La cantidad es un porcentaje del refuerzo principal requerido para momento positivo, este porcentaje de obtendrá con las siguientes formula:

$$\text{Porcentaje} = \frac{220}{\sqrt{S}} \text{ Maximo } 67\% = 128.029163 > 67\%$$

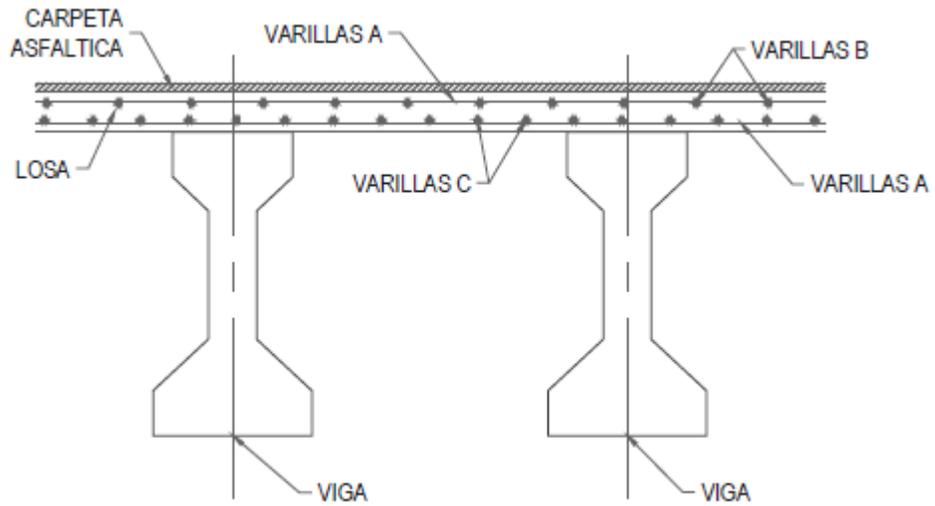
$$S = 0.90 \text{ m} \\ 2.95 \text{ ft}$$

Rige 67%

As por flexión positivo x % distribución = 6.31 cm²/m

Se usara #4 @ 20 cm

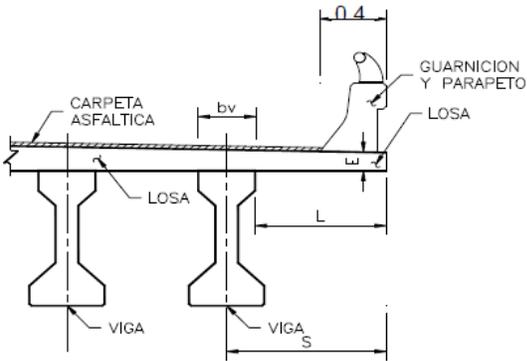
2.1.10. Croquis de armado de losa



Varillas A	#4 @ 14
Varillas B	#3 @ 30
Varillas C	#4 @ 20

2.2 LOSA DE RODAMIENTO EN VOLADO

2.2.1. Análisis de carga muerta



$$E \text{ concreto} = 0.2 \text{ m}$$

$$E \text{ carp asf} = 0.12 \text{ m}$$

$$bv = 50.0 \text{ cm}$$

$$S = 1.20 \text{ m}$$

$$L = 0.95 \text{ m}$$

$$w \text{ concreto} = E \text{ concreto} [m] * W \text{concreto} \left[\frac{\text{ton}}{m^3} \right]$$

$$w \text{ concreto} = 0.48 \text{ ton/m}$$

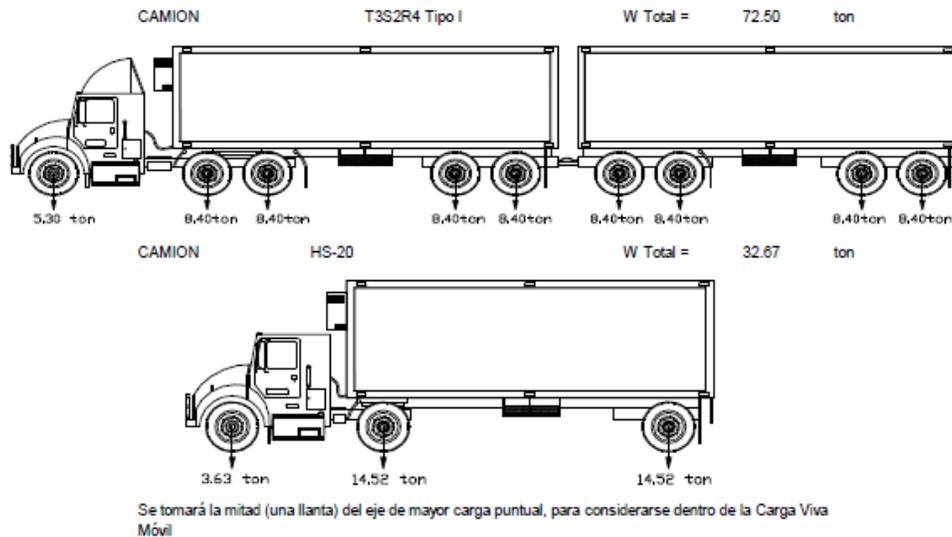
$$w \text{ carp asf} = E \text{ asfalto} [m] * W \text{asfalto} \left[\frac{\text{ton}}{m^3} \right]$$

$$w \text{ carp asf} = 0.264 \text{ ton/m}$$

$$w \text{guarnición} = 0.4 \text{ ton/m}$$

$$W \text{ cm} = 1.144 \text{ ton/m}$$

2.2.2. Análisis de carga viva móvil



Se tomará la mitad (una llanta) del eje de mayor carga puntual, para considerarse dentro de la Carga Viva Móvil.

$$P = 7.26 \text{ ton, Rige HS-20}$$

2.2.3. Factor de impacto

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

Impacto= 0.30 Valor máximo por norma

Factor imp= 1.30

2.2.4. Momento de diseño

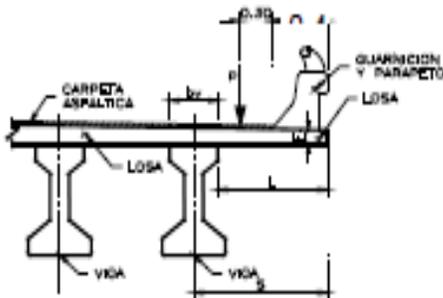
Para el cálculo del Momento de Diseño, se toma en cuenta la carga muerta (asfalto y losa) y la carga viva más e impacto

Carga muerta:

ELEMENTO	w (ton/m)	Brazo(m)	Momento (ton-m)
guarnición	0.4	0.75	0.30
losa de concreto	0.48	0.475	0.23
asfalto	0.264	0.275	0.07

$M_{CM} = 0.60$ ton-m

Carga Viva móvil:



$$E = (0.8X) + 1.143$$

P= 7.26 ton

L= 0.95 m

Fi= 1.30

X= 0.25

E= 1.343

$$M_{Cv} = \left[\frac{P X}{E} \right] Fi$$

$M_{cv} = 1.76$ ton-m

Momento de diseño (Positivo y Negativo) :

$$M_{DISEÑO} = M_{CM} + M_{CV}$$

$M_{diseño} = 2.36$ ton-m

Nota: Se considera que el eje de las ruedas derechas de los vehículos, se acerca a la cara de la guarnición o al límite del carril correspondiente, treinta (30) centímetros como mínimo para el diseño de los voladizos de la losa de calzada (...). N-PRY-CAR-6-01-003-01, NORMAS PARA PROYECTO DE CARRETERAS EMITIDAS POR LA SCT.

2.2.5. Constantes de diseño

El diseño de los elementos de concreto se realizará por el método Elástico o Esfuerzos permisibles, tomando en cuenta lo planteado en "Estándar Specifications for Highway Brigdes", adopted by the American Association of State Highway and Transportation

Propiedades del concreto

Concreto reforzado: $f'_c = 300.00$ kg/cm²

$$E_c = 14000\sqrt{f'_c}$$

$E_c = 242487$ kg/cm²

Acero de refuerzo: $f_y = 4200.00$ kg/cm²

$E_s = 2039000$ kg/cm²

Esfuerzo máximo de Compresión en el Concreto

$f_c = 0.4 * f'_c = 120$ kg/cm²

Esfuerzo de Tensión en el Acero de Refuerzo

$f_s = 1400$ kg/cm²

Relación Modular

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 8.409$$

Porcentaje para localizar el eje neutro

$$k = \frac{n}{n + \frac{f_s}{f_c}} = 0.419$$

Porcentaje para localizar el brazo de palanca del momento interno

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 0.860$$

2.2.6. Revisión por flexión

Peralte requerido

$$d_{requerido} = \sqrt{\frac{M_{DISEÑO}}{\frac{1}{2} j k f_c b}} = 10.442 \quad \text{cm}$$

b=	100	cm	Un metro lineal de losa
Peralte total propuesto =	20	cm	
Recubrimiento (+,-) =	5	cm	
Peralte Efectivo (+,-)=	15	cm	
Peralte Efectivo (+,-)=	5.9	plg	

2.2.7. Área de acero

área de acero requerido

$$d = 15 \quad \text{cm}$$

$$A_{S(+/-)} = \frac{M_{DISEÑO}}{f_s j d} = 13.05 \quad \text{cm}^2$$

$$r = 0.009$$

PORCENTAJE DE ACERO MINIMO

$$\rho_{min} = \frac{1.378}{f_y(Mpa)} = 0.0033 \quad A_{smin} = 4.9214$$

AREA DE ACERO A EMPLEAR POR FLEXION POSITIVO Y NEGATIVO

	Por flexión
r min	0.003
r cal	0.009
Rige	0.009

As=	13.05	cm ² /m
refuerzo #	4	@
separación	10	
Vs	#4 @ 10	

2.2.8. Acero por temperatura

El refuerzo para esfuerzos por contracción y temperaturas se proporcionará cercano a las superficies expuestas, que no estén reforzados de otra manera.

El porcentaje de acero proporcionado por temperatura, (según el código ACI 7.12.2.1, "La cuantía de refuerzo por retracción y temperatura debe ser al menos igual a los valores dados a continuación, pero no menos que 0.0014..... b) En las losas donde se empleen barras corrugadas grado 420 o refuerzo electro soldado de alambre.....0.0018)

$$r_{temp} = 0.0018$$

El refuerzo de retracción y temperatura no debe colocarse con una separación mayor de 5 veces el espesor de la losa ni de 45 cm.

$$\text{espesor de la losa} = 20.00 \text{ cm}$$

$$A_{temp} = \frac{r_{temp} \cdot \text{espesor losa} \cdot b}{2} = 1.8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Refuerzo transversal por temperatura

Refuerzo longitudinal por temperatura

En zonas centrales el refuerzo por flexión #4 @ 10 cumple, por lo tanto se usara el mismo

Se usara #3 @30 cm

2.2.9. Acero por distribución

Se deberá colocar refuerzo por distribución en el lecho inferior de todas las losas, exceptuando donde haya alcantarillas o la losa mida más de 60 cm, para lograr una distribución lateral de las cargas vivas Concentradas.

La cantidad es un porcentaje del refuerzo principal requerido para momento positivo, este porcentaje de obtendrá con las siguientes formula:

Para el refuerzo principal perpendicular al trafico

$$\text{Porcentaje} = \frac{220}{\sqrt{S}} \text{ Maximo } 67\% = 124.614437 > 67\%$$

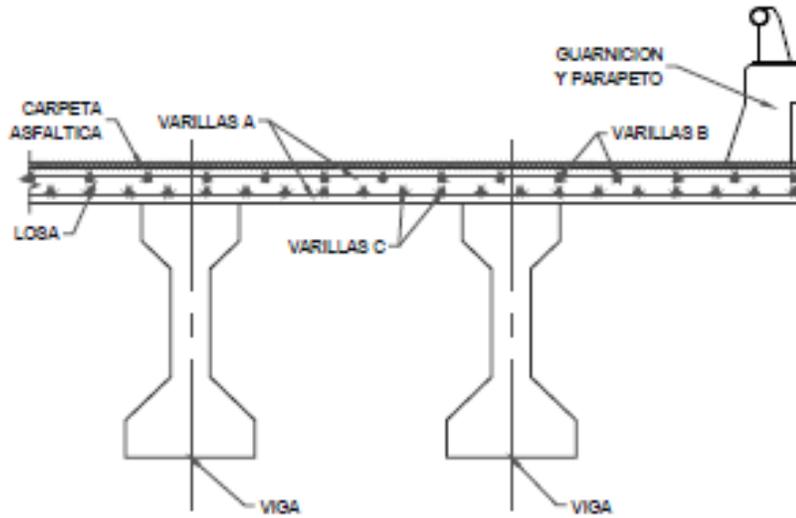
$$S = 0.95 \text{ m}$$

Rige 67%

As por flexión positivo x % distribución = 8.74 cm²/m

Se usara #4 @ 15 cm

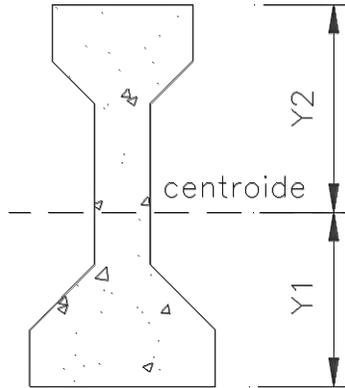
2.2.10. Croquis de armado de losa



Varillas A	#4 @ 10
Varillas B	#3 @ 30
Varillas C	#4 @ 15

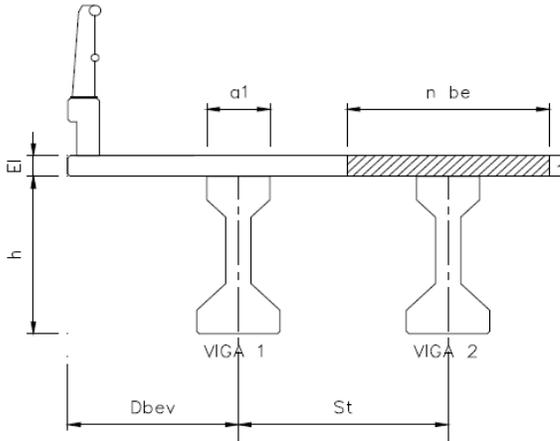
2.3 VIGAS PRESFORZADAS

2.3.1 Propiedades de la sección simple:



A trabe=	4974.00	cm ²
Peralte=	135.00	cm
Patín sup=	50.00	cm
Patín inf=	66.00	cm
E alma=	20.00	cm
I _x =	10261070	cm ⁴
y ₁ =	61.50	cm
y ₂ =	73.50	cm
W _o =	1194	kg/m

2.3.1 Propiedades de la sección compuesta:



Espesor losa=	20.00	cm
fc (losa)=	300.00	kg/cm ²
fc (trabe)=	400.00	kg/cm ²
n=	0.87	
b efectivo=	1.40	m
n*be=	121.244	cm
A losa =	2424.871	cm ²
Y losa =	145	cm

CENTROIDE SECCION COMPUESTA

$$I_{losa} = \frac{bh^3}{12} = 80829 \text{ cm}^4$$

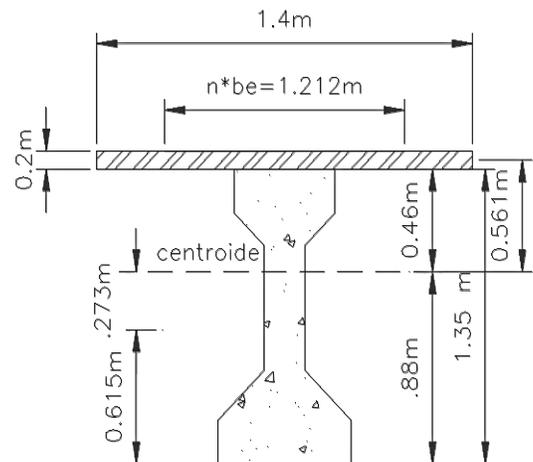
$$A_{losa} * Y_{losa} = 351,606.31 \text{ cm}^3$$

$$A_{trabe} * Y_{trabe} = 305,901.00 \text{ cm}^3$$

$$\text{SUMA} = 657,507.31 \text{ cm}^3$$

$$A_{losa} * A_{trabe} = 7,398.871 \text{ cm}^2$$

$$Y_{total} = \frac{\sum A_i * Y_i}{\sum A_i} = 88.866 \text{ cm}$$



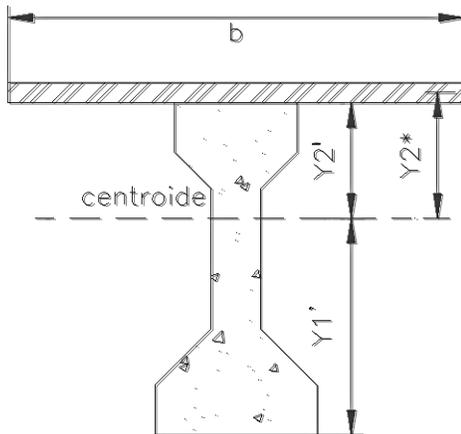
MOMENTO DE SECCION COMPUESTA

$$I_c = \Sigma I + A * d^2$$

$$I_c = (80,829 + 2424.87 + 56.14^2) + (10,261,070 + 4974 + 27.36^2)=$$

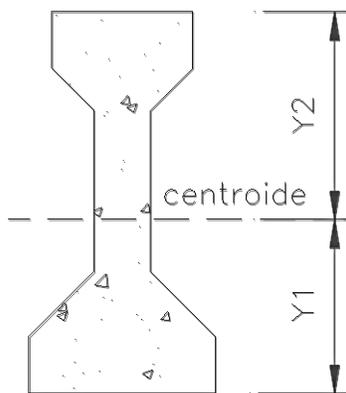
$$I_c = 21,707,749.34 \quad \text{cm}^4$$

SECCION COMPUESTA



Asc=	7,398.871	cm ²
Isc=	21,707,749.34	cm ⁴
Yic=	88.87	cm
Y2'=	46.13	cm
Ysc=	66.13	cm
Sic=	244275	cm ³
Ssc=	328238	cm ³
b=	121.244	cm

SECCION SIMPLE



Ass=	4,974.000	cm ²
Iss=	10,261,070.00	cm ⁴
Yis=	61.50	cm
Yss=	73.50	cm
Sis=	166847	cm ³
Sss=	139606	cm ³

2.3.2. ANALISIS DE CARGA MUERTA

Cargas muertas sobre traves

Longitud de traves = 31.7 m

Peso propio= 1.194 ton/m \longrightarrow 1,193.76 kg/m

$$M_{pp} = \frac{wL^2}{8} = 134.298 \text{ ton-m} \quad V_{pp} = \frac{wL}{2} = 17.91 \text{ ton}$$

Peso total de la losa = 292.147 ton
Losa= 0.709 ton/m \longrightarrow 708.92 kg/m

$$M_{f1} = \frac{wL^2}{8} = 79.75 \text{ ton-m} \quad V_{f1} = \frac{wL}{2} = 10.634 \text{ ton}$$

Peso total de diafragmas= 0.72 ton
Diafragma= 0.11 ton/m \longrightarrow 110.66 kg/m

$$M_{f2} = \frac{PL}{3} = 7.19 \text{ ton-m} \quad V_{f2} = P = 0.72 \text{ ton}$$

Peso total carpeta asf= 160.681 ton
Carp asfáltica= 0.390 ton/m \longrightarrow 389.91 kg/m

$$M_{CM1} = \frac{wL^2}{8} = 43.865 \text{ ton-m} \quad V_{CM2} = \frac{wL}{2} = 5.849 \text{ ton}$$

Guarnición y parapeto= 0.4 ton/m \longrightarrow 400.00 kg/m

$$M_{CM2} = \frac{wL^2}{8} = 45 \text{ ton-m} \quad V_{CM2} = \frac{wL}{2} = 6 \text{ ton}$$

2.3.3. ANALISIS LONGITUDINAL CARGA VIVA

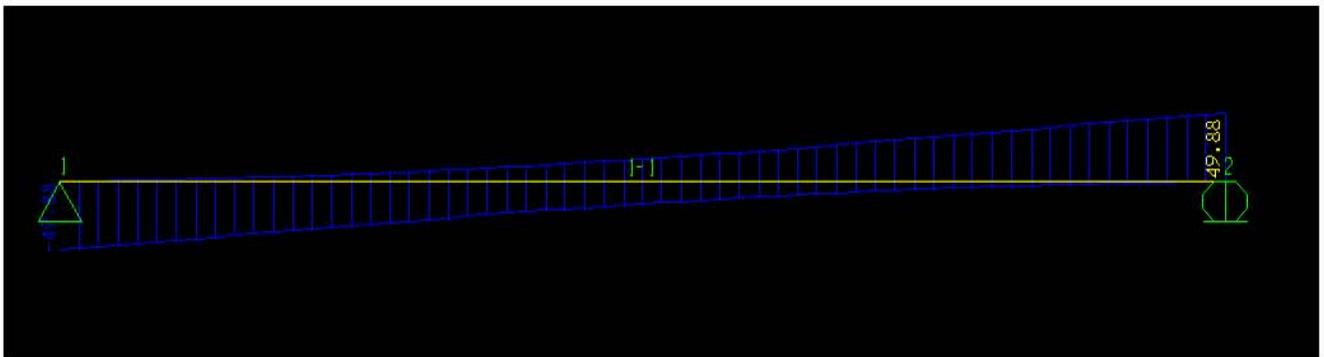
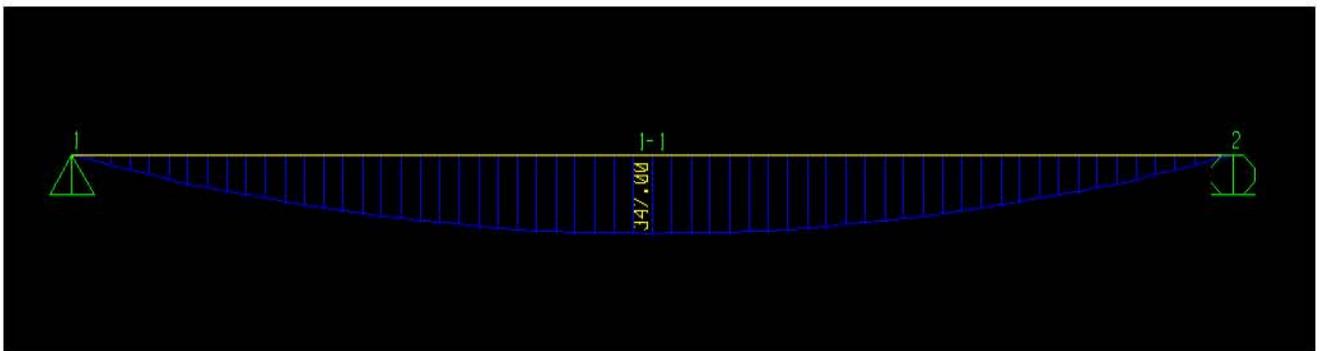
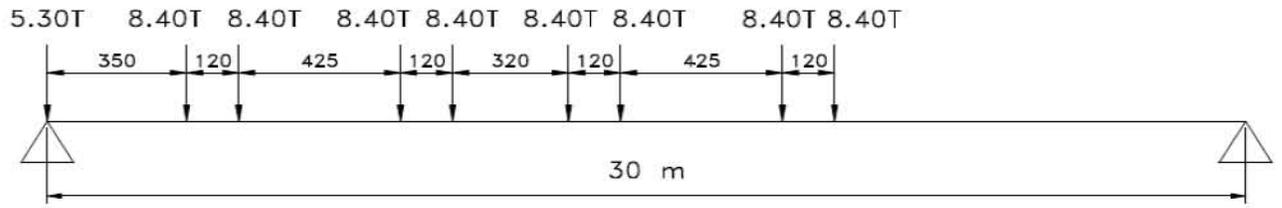


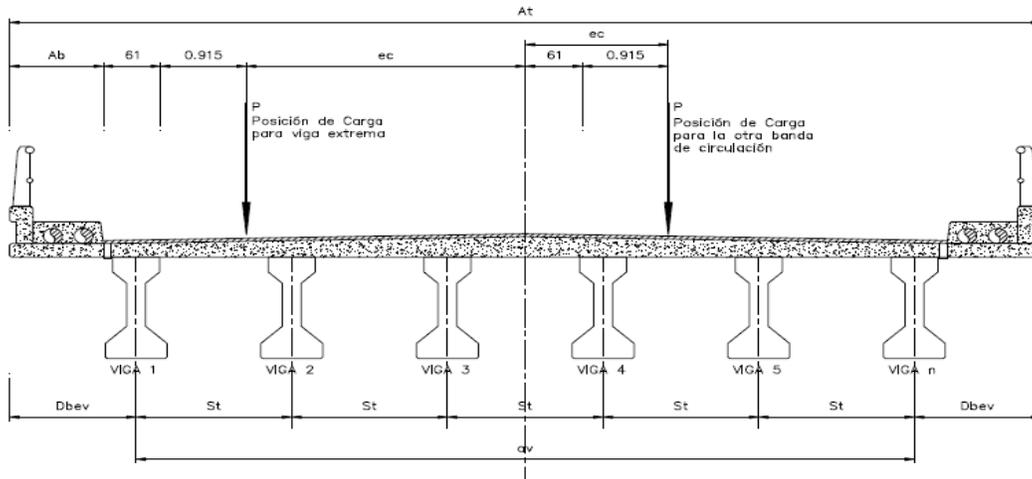
TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	T	M2	M3	FrameElem	ElemStation
Text	m	Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m	Text	m
1	0	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	0	0	0	0.0084	1-1	0
1	0.50013	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	0.2241	0	0	21.41971	1-1	0.50013
1	1.00027	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	0.4481	0	0	42.83103	1-1	1.00027
1	1.5004	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	0.6722	0	0	64.24234	1-1	1.5004
1	2.00053	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	0.8962	0	0	85.65365	1-1	2.00053
1	2.50067	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	1.1203	0	0	107.06497	1-1	2.50067
1	3.0008	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	1.3443	0	0	128.47628	1-1	3.0008
1	3.0008	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	1.3443	0	0	128.47628	1-1	3.0008
1	3.50077	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	1.7176	0	0	143.96028	1-1	3.50077
1	4.00073	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	2.0909	0	0	159.44428	1-1	4.00073
1	4.5007	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	2.4642	0	0	174.92828	1-1	4.5007
1	5.00067	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	2.8375	0	0	190.41228	1-1	5.00067
1	5.50063	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	3.2108	0	0	205.89627	1-1	5.50063
1	6.0006	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	3.5841	0	0	221.38027	1-1	6.0006
1	6.0006	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	3.5841	0	0	221.38027	1-1	6.0006
1	6.50057	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	4.1441	0	0	233.1849	1-1	6.50057
1	7.00053	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	4.7041	0	0	244.98953	1-1	7.00053
1	7.5005	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	5.2641	0	0	256.79416	1-1	7.5005
1	8.00047	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	5.8241	0	0	268.59879	1-1	8.00047
1	8.50043	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	6.3841	0	0	280.40342	1-1	8.50043
1	9.0004	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	6.9441	0	0	292.20804	1-1	9.0004
1	9.0004	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	6.9441	0	0	292.20804	1-1	9.0004
1	9.50037	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	7.6487	0	0	299.44209	1-1	9.50037
1	10.00033	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	8.3533	0	0	306.67613	1-1	10.00033
1	10.5003	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	9.0578	0	0	313.91017	1-1	10.5003
1	11.00027	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	9.7624	0	0	321.14422	1-1	11.00027
1	11.50023	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	10.467	0	0	328.37826	1-1	11.50023
1	12.0002	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	11.1716	0	0	335.6123	1-1	12.0002
1	12.0002	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	11.1716	0	0	335.6123	1-1	12.0002
1	12.50017	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	12.0203	0	0	337.50947	1-1	12.50017
1	13.00013	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	12.869	0	0	339.40663	1-1	13.00013
1	13.5001	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	13.7177	0	0	341.30379	1-1	13.5001
1	14.00007	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	14.5664	0	0	343.20096	1-1	14.00007
1	14.50003	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	15.4151	0	0	345.09812	1-1	14.50003
1	15	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	16.2638	0	0	346.99528	1-1	15
1	15	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	16.2638	0	0	346.99528	1-1	15
1	15.49997	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	17.1929	0	0	345.09812	1-1	15.49997
1	15.99993	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	18.122	0	0	343.20096	1-1	15.99993
1	16.4999	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	19.0512	0	0	341.30379	1-1	16.4999
1	16.99987	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	19.9803	0	0	339.40663	1-1	16.99987
1	17.49983	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	20.9094	0	0	337.50947	1-1	17.49983
1	17.9998	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	21.8385	0	0	335.6123	1-1	17.9998
1	17.9998	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	21.8385	0	0	335.6123	1-1	17.9998
1	18.49977	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	22.9779	0	0	328.37826	1-1	18.49977
1	18.99973	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	24.1173	0	0	321.14422	1-1	18.99973
1	19.4997	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	25.2566	0	0	313.91017	1-1	19.4997
1	19.99967	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	26.396	0	0	306.67613	1-1	19.99967
1	20.49963	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	27.5354	0	0	299.44209	1-1	20.49963
1	20.9996	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	28.6747	0	0	292.20804	1-1	20.9996
1	20.9996	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	28.6747	0	0	292.20804	1-1	20.9996
1	21.49957	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	29.853	0	0	280.40342	1-1	21.49957
1	21.99953	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	31.0313	0	0	268.59879	1-1	21.99953
1	22.4995	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	32.2096	0	0	256.79416	1-1	22.4995
1	22.99947	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	33.3878	0	0	244.98953	1-1	22.99947
1	23.49943	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	34.5661	0	0	233.1849	1-1	23.49943
1	23.9994	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	35.7444	0	0	221.38027	1-1	23.9994
1	23.9994	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	35.7444	0	0	221.38027	1-1	23.9994
1	24.49937	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	36.9227	0	0	205.89627	1-1	24.49937
1	24.99933	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	38.1009	0	0	190.41228	1-1	24.99933
1	25.4993	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	39.2792	0	0	174.92828	1-1	25.4993
1	25.99927	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	40.4575	0	0	159.44428	1-1	25.99927
1	26.49923	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	41.6357	0	0	143.96028	1-1	26.49923
1	26.9992	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	42.814	0	0	128.47628	1-1	26.9992
1	26.9992	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	42.814	0	0	128.47628	1-1	26.9992
1	27.49933	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	43.9923	0	0	107.06497	1-1	27.49933
1	27.99947	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	45.1705	0	0	85.65365	1-1	27.99947
1	28.4996	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	46.3488	0	0	64.24234	1-1	28.4996

1	28.99973	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	47.5271	0	0	42.83103	1-1	28.99973
1	29.49987	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	48.7053	0	0	21.41971	1-1	29.49987
1	30	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Max	0	49.8836	0	0	0.0084	1-1	30
1	0	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-49.8836	0	0	0	1-1	0
1	0.50013	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-48.7053	0	0	0	1-1	0.50013
1	1.00027	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-47.5271	0	0	0	1-1	1.00027
1	1.5004	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-46.3488	0	0	0	1-1	1.5004
1	2.00053	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-45.1705	0	0	0	1-1	2.00053
1	2.50067	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-43.9923	0	0	0	1-1	2.50067
1	3.0008	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-42.814	0	0	0	1-1	3.0008
1	3.0008	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-42.814	0	0	0	1-1	3.0008
1	3.50077	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-41.6357	0	0	0	1-1	3.50077
1	4.00073	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-40.4575	0	0	0	1-1	4.00073
1	4.5007	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-39.2792	0	0	0	1-1	4.5007
1	5.00067	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-38.1009	0	0	0	1-1	5.00067
1	5.50063	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-36.9227	0	0	0	1-1	5.50063
1	6.0006	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-35.7444	0	0	0	1-1	6.0006
1	6.0006	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-35.7444	0	0	0	1-1	6.0006
1	6.50057	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-34.5661	0	0	0	1-1	6.50057
1	7.00053	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-33.3878	0	0	0	1-1	7.00053
1	7.5005	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-32.2096	0	0	0	1-1	7.5005
1	8.00047	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-31.0313	0	0	0	1-1	8.00047
1	8.50043	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-29.853	0	0	0	1-1	8.50043
1	9.0004	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-28.6747	0	0	0	1-1	9.0004
1	9.0004	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-28.6747	0	0	0	1-1	9.0004
1	9.50037	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-27.5354	0	0	0	1-1	9.50037
1	10.00033	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-26.396	0	0	0	1-1	10.00033
1	10.5003	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-25.2566	0	0	0	1-1	10.5003
1	11.00027	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-24.1173	0	0	0	1-1	11.00027
1	11.50023	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-22.9779	0	0	0	1-1	11.50023
1	12.0002	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-21.8385	0	0	0	1-1	12.0002
1	12.0002	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-21.8385	0	0	0	1-1	12.0002
1	12.50017	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-20.9094	0	0	0	1-1	12.50017
1	13.00013	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-19.9803	0	0	0	1-1	13.00013
1	13.5001	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-19.0512	0	0	0	1-1	13.5001
1	14.00007	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-18.122	0	0	0	1-1	14.00007
1	14.50003	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-17.1929	0	0	0	1-1	14.50003
1	15	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-16.2638	0	0	0	1-1	15
1	15	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-16.2638	0	0	0	1-1	15
1	15.49997	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-15.4151	0	0	0	1-1	15.49997
1	15.99993	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-14.5664	0	0	0	1-1	15.99993
1	16.4999	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-13.7177	0	0	0	1-1	16.4999
1	16.99987	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-12.869	0	0	0	1-1	16.99987
1	17.49983	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-12.0203	0	0	0	1-1	17.49983
1	17.9998	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-11.1716	0	0	0	1-1	17.9998
1	17.9998	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-11.1716	0	0	0	1-1	17.9998
1	18.49977	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-10.467	0	0	0	1-1	18.49977
1	18.99973	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-9.7624	0	0	0	1-1	18.99973
1	19.4997	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-9.0578	0	0	0	1-1	19.4997
1	19.99967	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-8.3533	0	0	0	1-1	19.99967
1	20.49963	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-7.6487	0	0	0	1-1	20.49963
1	20.9996	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-6.9441	0	0	0	1-1	20.9996
1	20.9996	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-6.9441	0	0	0	1-1	20.9996
1	21.49957	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-6.3841	0	0	0	1-1	21.49957
1	21.99953	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-5.8241	0	0	0	1-1	21.99953
1	22.4995	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-5.2641	0	0	0	1-1	22.4995
1	22.99947	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-4.7041	0	0	0	1-1	22.99947
1	23.49943	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-4.1441	0	0	0	1-1	23.49943
1	23.9994	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-3.5841	0	0	0	1-1	23.9994
1	23.9994	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-3.5841	0	0	0	1-1	23.9994
1	24.49937	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-3.2108	0	0	0	1-1	24.49937
1	24.99933	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-2.8375	0	0	0	1-1	24.99933
1	25.4993	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-2.4642	0	0	0	1-1	25.4993
1	25.99927	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-2.0909	0	0	0	1-1	25.99927
1	26.49923	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-1.7176	0	0	0	1-1	26.49923
1	26.9992	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-1.3443	0	0	0	1-1	26.9992
1	26.9992	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-1.3443	0	0	0	1-1	26.9992
1	27.49933	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-1.1203	0	0	0	1-1	27.49933
1	27.99947	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-0.8962	0	0	0	1-1	27.99947
1	28.4996	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-0.6722	0	0	0	1-1	28.4996
1	28.99973	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-0.4481	0	0	0	1-1	28.99973
1	29.49987	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	-0.2241	0	0	0	1-1	29.49987
1	30	Camion T3-S2-R4	LinMoving	Min	0	0	0	0	0	1-1	30

2.3.4 ANALISIS TRANSVERSAL CARGA VIVA

Ancho total = 19.20 m St= 1.40 m
 Nt= 13.00
 Guarnición= 0.40 m



e1= 7.675 m
 e2= 4.625 m
 e3= 1.575 m
 e4= -1.525 m
 e5= -4.575 m
 e6= -7.625 m

$$R = \frac{1}{N} \left[1 + \frac{N * e * di}{\sum di^2} \right]$$

Courbon's method of analysis:

This is one of the earliest forms of rational analysis of bridge decks and is very popular in view of its simplicity.

The expression for reaction factor for individual longitudinal girders (share of the total load by the individual longitudinal girders) according to this method is given by following equation-

$$P_i = \frac{P}{n} \left[1 + \frac{n * e * di}{\sum di^2} \right]$$

Where,

P = total live load

e = eccentricity of the live load (or c.g. of loads in case of multiple loads),

di = distance of girder i from the axis of the bridge,

n = number of longitudinal girders

2.3.5 FACTOR DE IMPACTO, REDUCCIÓN Y CONCENTRACIÓN

FACTOR DE IMPACTO

$$F_{imp} = \frac{15.24}{L + 38.10} = 0.224 \quad m$$

$F_{imp} =$	1.224
-------------	-------

FACTOR DE REDUCCION

Bandas de circulación= 3

FR=	0.75
-----	------

FACTOR DE CONCENTRACION

FC=	0.599
-----	-------

2.3.6 ELEMENTOS MECÁNICOS

Mcv=	<table border="1"><tr><td>350</td></tr></table>	350	ton-m
350			
Vcv=	<table border="1"><tr><td>50</td></tr></table>	50	ton
50			

2.3.7 MOMENTOS FLEXIONANTES DE DISEÑO

Mcv=	<table border="1"><tr><td>192.27</td></tr></table>	192.27	ton-m
192.27			
Vcv=	<table border="1"><tr><td>27.47</td></tr></table>	27.47	ton
27.47			

	Mpp=	134.298	ton-m
	Mf=	86.95	ton-m
	Mcm=	88.865	ton-m
	Mcv=	192.27	ton-m
M1=	Mpp + Mf =	221.24	ton-m
M2=	Mcm + Mcv=	281.132	ton-m

2.3.8 CALCULO DE PRESFUERZO

2.3.8.1 FUERZA INICIAL DEL PREEFUERZO

$$P = \frac{\left(\frac{M1}{S_{is}} + \frac{M2}{S_{ic}} - fp^+\right)}{\left(\frac{1}{A_{ss}} + \frac{ess}{S_{is}}\right)} \quad fp^+ = 0.8\sqrt{f'c}$$

e=	9.71	cm	propuesta
Yis=	61.50	cm	
ess	51.79	cm	

Esfuerzo admisible de tensión en el concreto

$$fp^+ = 0.8\sqrt{f'c} = 0.8\sqrt{400} = 16 \quad \text{kg/cm}^2$$

FUERZA INICIAL DE PREEFUERZO

$$P = \frac{\left(\frac{M1}{S_{is}} + \frac{M2}{S_{ic}} - fp^+\right)}{\left(\frac{1}{A_{ss}} + \frac{ess}{S_{is}}\right)} = \frac{\left(\frac{221.24}{166846} + \frac{281.32}{244275} - 16^+\right)}{\left(\frac{1}{4974} + \frac{51.79}{166846}\right)} \quad \boxed{453010 \quad \text{kg}}$$

2.3.8.2 ESTIMACION DE NUMERO DE TORONES

Para tener una idea de los torones requeridos, se propone un esfuerzo de tensado del 80% de su capacidad y pérdidas del 20%

Perdidas= 20% tensado = 80%

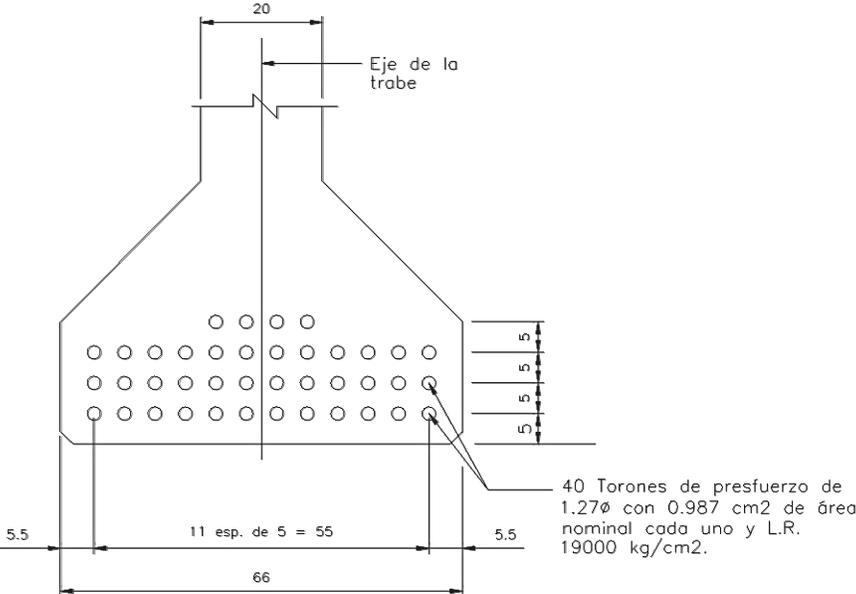
Se utilizaran torones de 1/2 " de diámetro con un área de, Aet= 0.987 cm²

$$NT = \frac{P}{(0.80 - \text{Perdidas})f_{py}A_{et}} = 40.26 \quad \approx \quad \boxed{40 \quad \text{torones}}$$

Se usaran 40 torones de 1/2" en tres camas de 12 torones y 1 cama de 4 torones

$$e = [(5 \times 12) + (10 \times 12) + (15 \times 12) + (20 \times 4)] / 40 = 11.00 \text{ cm}$$

$$e_{ss} = y_{is} - e = 50.50 \text{ cm}$$



2.3.8.3 CALCULO DE PERDIDAS

Acortamiento elástico

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

$$E_p = 28000000 \text{ psi}$$

$$E_p = 1900000 \text{ kg/cm}^2$$

Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo

$$E_{ci} = \frac{Y_{conc}^{3/2}}{7.3} = \frac{2400^{3/2} \sqrt{0.8 \times 400}}{7.3} = 288117 \text{ kg/cm}^2$$

De un cálculo preliminar, se estima que las pérdidas por acortamiento elástico y por relajación instantánea son del orden del 7% de las perdidas ya estimadas. Por ello tensaremos los torones

$$f_{sp} = 0.77 f_{sr} = 14630 \text{ kg/cm}^2$$

Para que después de la transferencia el esfuerzo en aquellos torones sea menor per cercano a 0.7 fsr, que está por debajo del esfuerzo máximo (0.74 fsr) que permiten los reglamentos

$$P = \text{No de torones} \times 14630 = 585200 \text{ kg}$$

$$f_{cgp} = -\frac{P}{A_{ss}} - \frac{Pe}{I_{ss}} y_{ise} + \frac{M_{pp} Y_{ise}}{I_{ss}}$$

$$f_{cgp} = -\frac{14630}{4974} - \frac{14630 \times 50.5}{10261070} 49.68 + \frac{134.3 \times 49.68}{10261070} = 197.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta AE = \frac{1900000}{288117} \times 217.5 = \boxed{1299} \text{ kg/cm}^2$$

$$\boxed{\%fcr = 0.0684}$$

Relajación instantánea

$$\Delta RE = \frac{\log(t)}{40} \left(\frac{f_{sp}}{f_{py}} - 0.55 \right) f_{sp}$$

La transferencia se efectuará 18 horas después del tensado. El esfuerzo de fluencia del acero de presfuerzo para una cero de baja relajación será de 0.9 f_{sr} , 17100 kg/cm²

$$f_{py} = 17100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta RE = \frac{\log(18)}{40} \left(\frac{14630}{17100} - 0.55 \right) 14630 = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$\%f_{cr} = 0.0074$$

El esfuerzo del torón inmediatamente después de la transferencia será y después de que han ocurrido las pérdidas iniciales por acotamiento y relajación instantánea es :

$$f = (0.77 - 0.076 - 0.007) = 0.7 \text{ f}_{sr}$$

Que es el menor esfuerzo permisible. A continuación se calculan las pérdidas diferidas

Flujo plástico

$$\Delta FP = 12 f_{cgp} - 7 f_{c ds}$$

$$f_{c ds} = \frac{M_{losa}}{I_{SS}} y_{ise} + \frac{M_{cm}}{I_{SS}} y_{ice}$$

$$f_{c ds} = \frac{86.95 * 49.68}{10261070} + \frac{88.86 * 77.05}{21707749}$$

$$f_{c ds} = 74.7$$

Donde y_{ise} y y_{ice} son las distancia del centroide de la sección simple y la sección compuesta respectivamente, al centroide de los torones

$$y_{ise} = 50.50 \text{ cm}$$

$$y_{ice} = 77.87 \text{ cm}$$

$$\Delta FP = 12 f_{cgp} - 7 f_{c ds} = 12 * 189 - 7 * 73.6 =$$

$$1841.3 \text{ kg/cm}^2$$

Contracción

$$\Delta CC = 1193 - 10.5H$$

El entronque estará en un ambiente con humedad promedio del 70 %

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

Relajación diferida

$$\Delta RE_d = 0.25[1408 - 0.4(\Delta AE) - 0.2(\Delta CC)$$

$$\Delta RE_d = 0.25[1408 - 0.4(1247)$$

$$\Delta RE_d = \boxed{107.1 \text{ kg/cm}^2}$$

2.3.9. ESFUERZO RESULTANTE Y CARGA FINAL CON PÉRDIDAS

$f_{final} = 14,630 - 3846 =$	10784	kg/cm ²
$P = 1.0 \text{ cm}^2 \times 40 \times 10,784 =$	431,365	kg

2.3.10. DISEÑO ELASTICO AL CENTRO DEL CLARO

Esfuerzo final en la fibra inferior:

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

$$1.6\sqrt{f'c} = 32 \quad \text{kg/cm}^2 \quad \text{esfuerzo permisible}$$

$$f_i = -\frac{431,365}{4974} - \frac{431,365 * 50.5}{166847} + \frac{221.24}{167847} + \frac{281.132}{244275} = 30.405$$

$$f_i = 30.405 < 32 \quad \text{kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

El esfuerzo final en la fibra superior:

$$f_s = -\frac{P}{A_{ss}} + \frac{Pe}{S_{sss}} - \frac{M_1}{S_{sss}} - \frac{M_2}{I_{scs}} (y_{ssc} - 20) \leq 0.45f'c$$

$$0.45f'c = 180 \quad \text{kg/cm}^2 \quad \text{esfuerzo permisible}$$

$$f_s = -\frac{431,365}{4974} + \frac{431,365 * 49.68}{139606} + \frac{221.24}{139606} + \frac{281.132}{21707749} * 46.13 = 148.9 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$f_s = 148.9 < 180 \quad \text{kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

2.3.11. REVISION A LA RUPTURA

Los momentos de servicio y ultimo son, respectivamente,

$$M_s = M_1 + M_2 = 50,237,686.45 \text{ kg-cm}$$

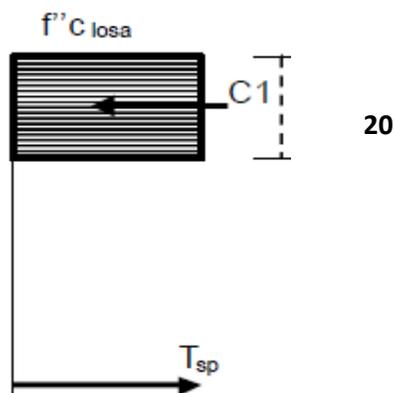
$$M_u = 1.4 * M_s = 70,332,761.03 \text{ kg-cm}$$

$$f_{sp} = f_{sr} \left[1 - 0.5 \frac{Pp \times f_{sr}}{f'_c} \right] \quad Pp = \frac{A_{sp}}{bd} = \frac{\text{No torones} \times A/\text{toron}}{121.2 \times (155 - 11.82)} = 0.00229$$

$$f_{sp} = 19000 \left[1 - 0.5 \frac{0.00253 \times 19000}{204} \right] = 16,972.85 \text{ kg/cm}^2$$

$$a = \frac{A_{sp} \times f_{sp}}{b \times f'_c} = 27.449 \text{ cm}$$

El peralte de bloque de compresión es mayor que el espesor de la losa. Por ello, una parte de la fuerza de compresión está aplicada en el patín superior de la viga en análisis. Se obtendrá una fuerza C1 conocida, que es la compresión aplicada directamente sobre la losa.



$$C_1 = 20 b f'_c (\text{losa}) = 20 \times 121.2 \times 204 = 494,674 \text{ kg}$$

$$C_1 = A_{sp1} f_{sp}$$

$$Asp1 = C1 / f_{sp} = 494,674 / 16,757 = 29.14 \text{ cm}^2$$

$$Asp2 = Asp - 29.52 = 10.85500027$$

$$C2 = Asp2 f_{sp} = (a - t_{losa}/2) b f'c \text{ trabe}$$

$$\text{Despejando "a" de la ecuación anterior} = 35 \text{ cm}$$

$$M_R = F_R \left[A_{sp1} f_{sp} \left(d_{sp} - \frac{t_{losa}}{2} \right) + A_{sp2} f_{sp} \left(d_{sp} - t_{losa} - \frac{a - t_{losa}}{2} \right) \right]$$

$$d_{sp} = 144.00 \text{ cm}$$

Que es la distancia de centroide de los torones a la fibra extrema de compresión de la sección compuesta

$$MR = 789,752 \text{ kg-m}$$

Mu=	703,328	kg-m
MR=	789,752	kg-m

$$MR > Mu \text{ OK}$$

2.3.12. CORTANTE

Para el caso de secciones "T" o "I" el termino bd, se podrá calcular como donde b' es el espesor del alma de la trabe y t es el espesor del patín

$$bd = b'd + t^2$$

$$bd = 5380.0$$

$$w = 4,815 \text{ kg/m}$$

$$V_{CRmax} = 1.3 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad V_{CRmax} \quad 100,090 \text{ kg}$$

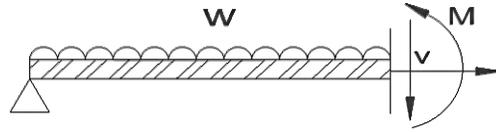
$$V_{CRmin} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad V_{CRmin} \quad 38,496 \text{ kg}$$

$$V_{CR} = F_R b d \left[0.15 \sqrt{f_c^*} + 50 \frac{V}{M} d_{sp} \right]$$

$$wL/2 = 72,231$$

$$M = 72,231x - 4,815x^2/2$$

$$V = 72,231 - 4,472x$$



Nota: Cuando la dimensión transversal, h es mayor que 70 cm, el valor de Vcr deberá multiplicarse por el factor obtenido con la siguiente expresión:

$$F = 1 - 0.0004(h - 700)$$

h: se deberá ingresar en mm

$$F = 1 - 0.0004(1550 - 700) = 0.7$$

Revisión en $x = h = 1.55 \text{ m}$	$x =$	1.55	m
--------------------------------------	-------	------	---

M = 72,231*(1.55) - 4,815*(1.55) ² /2 =	106,174 kg-m
--	--------------

V = 72,231 - 4,472 (1.55) =	64,767 kg
-----------------------------	-----------

Vu = 1.4 * V =	90,674 kg
----------------	-----------

Vcr =	276,198.36	kg
-------	------------	----

RIGE Vrc max

Como $h > 70 \text{ cm}$ multiplicamos Vcr por 0.7

Vcr = 0.7 * Vcr =	66059	kg
-------------------	-------	----

Vu > Vcr \longrightarrow necesita refuerzo

La separación de los estribos,

$$S = \frac{FR * As * fy * dps}{Vcr} \qquad S = 10.40 \text{ cm}$$

Se usaran estribos #3 @ 15 desde los extremos del elemento hasta $x = 7.5$

Revisión en x = 7.5 m x= 7.5 m

$M = 72,231 \cdot (7.5) - 4,815 \cdot (7.5)^2 / 2 =$ 406,300 kg-m

$V = 72,231 - 4,815 \cdot (7.5) =$ 72,231 kg

$V_u = 1.4 \cdot V =$ 101,123 kg

$V_{cr} =$ 88,676.52 kg

RIGE V_{cr}

Como $h > 70$ cm multiplicamos V_{cr} por 0.7

$V_{cr} = 0.7 \cdot V_{cr} =$ 58527 kg

$V_u > V_{cr}$ \longrightarrow necesita refuerzo

La separación de los estribos,

$$S = \frac{FR \cdot A_s \cdot f_y \cdot d_{ps}}{V_{cr}} \qquad S = \qquad 11.74 \qquad \text{cm}$$

Se usaran estribos #3 @ 20 desde 7.5 del elemento hasta $x = 12$

Revisión en x = 12 m x= 12 m

$M = 72,231 \cdot (12) - 4,815 \cdot (12)^2 / 2 =$ 520,064 kg-m

$V = 72,231 - 4,815 \cdot (12) =$ 72,231 kg

$V_u = 1.4 \cdot V =$ 101,123 kg

$V_{cr} =$ 71,804.84 kg

RIGE V_{cr}

Como $h > 70$ cm multiplicamos V_{cr} por 0.7

$$V_{cr} = 0.7 * V_{cr} = 47391 \text{ kg}$$

$V_u > V_{cr}$ \longrightarrow necesita refuerzo

La separación de los estribos,

$$S = \frac{FR * A_s * f_y * d_{ps}}{V_{cr}} \quad S = 14.50 \text{ cm}$$

Se usaran estribos #3 @ 30 desde 12 hasta x = 15 que es la mitad de la trabe

2.3.13. REVISIÓN POR ACERO MÍNIMO

Se debe garantizar que $MR > 1.2 M$ (agrietamiento)

Para obtener el momento de agrietamiento M_{agr} debemos calcular M_2 que es el momento de servicio que produce el agrietamiento. M_1 es conocido y es el momento debido al peso propio y al peso de la losa. M_2 se calcula como:

$$M_2 = \left[2\sqrt{f'c} - \frac{M_1}{S_{is}} + \frac{P_f \times e}{S_{is}} + \frac{P_f}{A} \right] S_{ic}$$

$$M_2 = \left[2\sqrt{400} - \frac{22,124,464}{166847} + \frac{431,365 \times 50.5}{166847} + \frac{431,365}{4974} \right] 244,275 =$$

$$M_2 = 30,457,002 \text{ kg-cm}$$

$$M_{agr} = M_1 + M_2 = 52,581,467 \text{ kg-cm}$$

$$1.2 M_{agr} = 63,097,760$$

$$MR > 1.2 M_{agr} \quad \text{OK}$$

2.3.14 ESFUERZOS EN LA TRANSFERENCIA Y ENCAMISADOS

Se consideran las cargas por peso propio ($W_{pp} = 1193.76$) y las de presfuerzo con pérdidas instantáneas

Tabla de encamisados

x (m)	torones sin encamisar	torones a encamisar	e (m)	Torón tipo	fi (kg/cm ²)	fs (kg/cm ²)
15	40	-	50.50	-	-187.486	-10.713
10	34	6	51.79	1	-159.741	-8.655
6	28	6	52.93	2	-141.491	4.751
4	22	6	54.23	3	-116.719	10.364
2	18	4	54.83	4	-106.774	21.957
1	14	4	55.79	5	-89.317	24.571
0.5	12	2	56.50	6	-80.856	26.198

Nivel:	AASHTO IV	TORONES				
40	2					
35	4					
30	6					
25	8					
20	10	4				
15	12	12	10	4		
10	12	12	12	12	10	6
5	12	12	12	12	12	12
SUMA	64	40	34	28	22	18
AREA/TOR:		0.987	0.987	0.987	0.987	0.987
AREA:		39.48	33.56	27.64	21.71	17.77
CENTROIDE:		11.00	9.71	8.57	7.27	6.67

Nivel:	AASHTO IV	TORONES	
40	2		
35	4		
30	6		
25	8		
20	10		
15	12		
10	12	2	
5	12	12	12
SUMA	64	14	12
AREA/TOR:		0.987	0.987
AREA:		13.82	11.84
CENTROIDE:		5.71	5.00

Torones	Pi
40	532000
34	452200
28	372400
22	292600
18	239400
14	186200
12	159600

Los esfuerzos permisibles son:

$$\sigma_c = 0.6 f'ci = -192 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$f_i = -\frac{P}{A} - \frac{Pe}{S_{ssi}} + \frac{M_{pp}}{S_{ssi}}$$

$$\sigma_t = 1.6\sqrt{f'ci} = 28.62 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$f_s = -\frac{P}{A} + \frac{Pe}{S_{sss}} - \frac{M_{pp}}{S_{sss}}$$

3.- ANALISIS Y DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

3.1 INTRODUCCIÓN

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.

Este diseño de la subestructura requiere mayores consideraciones debido está expuesta a varios tipos de cargas como de la superestructura, de agua, de relleno y del suelo de cimentación con sus respectivos tipos de falla como vuelco, deslizamiento o presión portante. Además, el diseño se complica de inesperadas condiciones geológicas, o complicadas geometrías de tableros con curvas horizontales o verticales.

Como se mencionó en el capítulo 1, la subestructura se diseñara para soportar cargas provenientes de la superestructura, además de cargas externas al sistema del puente como pueden ser empuje de tierras, en el caso de estar en contacto con esta, corrientes de agua, para el caso de puentes sobre algún cuerpo de agua, sismos y vientos, entre otros. Cabe destacar que el viento no se considera en el diseño del puente que se analiza en este trabajo, debido a que es una estructura relativamente baja, pesada y no esa en contacto con una zona abierta expuesta a grandes corrientes de viento.

3.2 CONSIDERACIONES DE DISEÑO.

El parámetro de solicitaciones más importante a considerar para el diseño de la subestructura es el sismo, sobre todo en México donde estamos propensos todo el año a estos fenómenos naturales. 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 (NTC), elaborados para asegurar el correcto comportamiento de edificios, cuyo espectro de diseño se elaboró considerando redundancias, comportamiento inelástico y sobre resistencia típicas de dichos sistemas estructurales. Para el caso de puentes, estas propiedades pueden diferir significativamente, que extrapolar lo observado en edificaciones puede afectar la seguridad de los puentes ante sismos.

En especial atención al diseño de puentes el manual común mente usado es el de la CFE. Estos siempre deben ser considerados, con fines sísmicos, como estructuras tipo A según el Reglamento del DF. Existe incertidumbre sobre cuánto debe valer la carga viva para calcular la fuerza sísmica. Por un lado hay una tendencia a no tomarla en cuenta ya que es poco probable que existan vehículos sobre el puente durante un sismo. Sin embargo, en sismos recientes donde se han observado fallas en puentes, siempre hay automóviles y camiones sobre y debajo de ellos.

Una recomendación razonable para considerar la carga viva y obtener la fuerza sísmica es la que marca el Reglamento del DF para estacionamiento aplicada en toda el área del puente.

En cuanto a la metodología a seguir para el análisis de la estructura, cual quiera que sea el método de análisis, los puentes se revisaran bajo acción sísmica de dos componentes horizontales ortogonales del movimiento del terreno, cada componente con el 100 por ciento de los efectos en la dirección de análisis más el 40 por ciento en la otra dirección.

3.3 ELEMENTOS ESTRUCTURALES

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. En los terraplenes de acceso al puente o en los cortes que se realizan en las inmediaciones del mismo, se colocan aleros en los costados de los estribos. Hay varias alternativas a usar en función de la altura del muro de contención, del empuje de tierra y sobrecarga a que vaya estar sometido.

Pilas y columnas: Cuando un puente tiene más de un claro, los apoyos intermedios se pueden construir con columnas huecas o macizas prefabricadas de concreto reforzado con o sin ménsulas para recibir a traveses portantes sobre las que descansarán las traveses longitudinales. Estas varían su altura según la rasante del proyecto lo demande. Estos apoyos reciben las cargas de la súper por medio de una corona, la cual distribuye las cargas en todas las columnas uniformemente, que a su vez se transmiten a la cimentación y finalmente al suelo.

Apoyos: Son elementos que transmiten la carga de la súper estructura a la subestructura, aislando y dispersando los desplazamientos de traslación y rotación debidos a expansión térmica, contracción, deflexión en la estructura, cargas dinámicas y vibraciones. Los apoyos más comunes son los de neopreno con placas de acero, aunque existen variados tipos de apoyos que se utilizan en puentes especiales o por recomendación del diseñador.



Fig. 3.3.1 Apoyos de Neopreno

Juntas: Estas se localizan en medio de los tableros del puente y su función principal es dar libertad relativa a la estructura de deformarse o desplazarse por efectos térmicos y cargas dinámicas. Además de evitar la filtración de agua que pueden corroer los elementos de la subestructura.

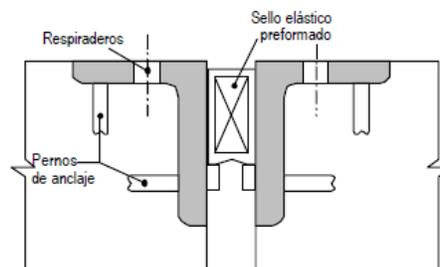


Fig. 3.3.2 Junta de expansión

3.4 DESCRIPCION DE LA SUB ESTRUCTURA

La sub estructura consiste en una sistema de cinco estructuras, dos cargadores extremos y tres apoyos intermedios formados por siete columnas de 1.20 m de diámetro. A continuación se muestra la localización y el orden de cada estructura. El orden de estas, está en función del incremento en el kilometraje.

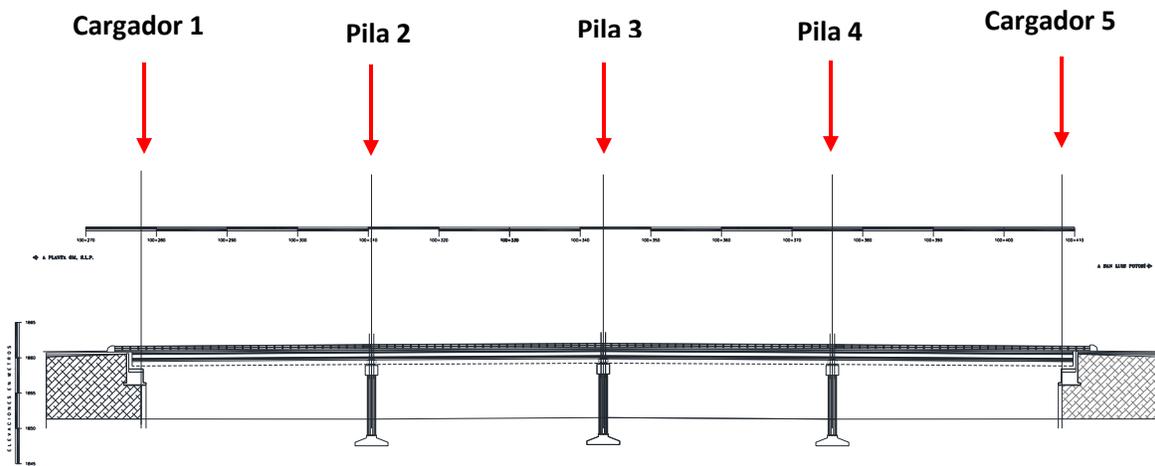


Fig. 3.4.1 Nombre y ubicación de apoyos

El acceso a la estructura está conformado por terraplenes, contenidos con muros mecánicamente estabilizados, esto debido a que se encuentra en colindancia con otras estructuras que dificultan establecer los conos de derrame del terraplén.

3.4.1 UBICACIÓN DE APOYOS

Cargador 1	100 + 275.944 km
Pila 2	100 + 307.194 km
Pila 3	100 + 339.712 km
Pila 4	100 + 372.254 km
Cargador 5	100 + 403.68 km

Tabla. 3.4.1 Ubicación de apoyos

3.5 PLANOS Y DIMENSIONES DE LOS APOYOS

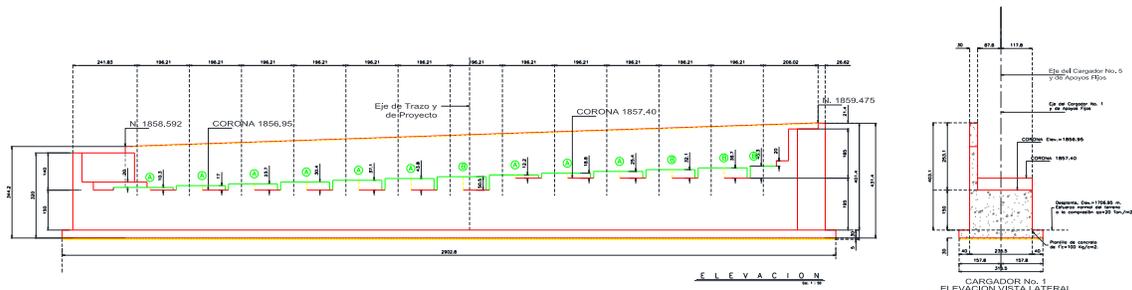


Fig. 3.5.1 Cargador No. 1 vista en elevación frontal y lateral

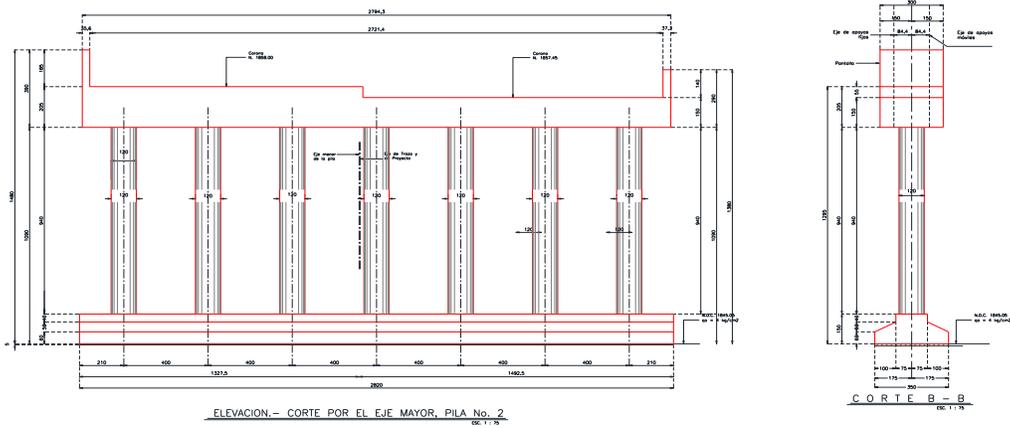


Fig. 3.5.2 Pila No. 2 vista en elevación frontal y lateral

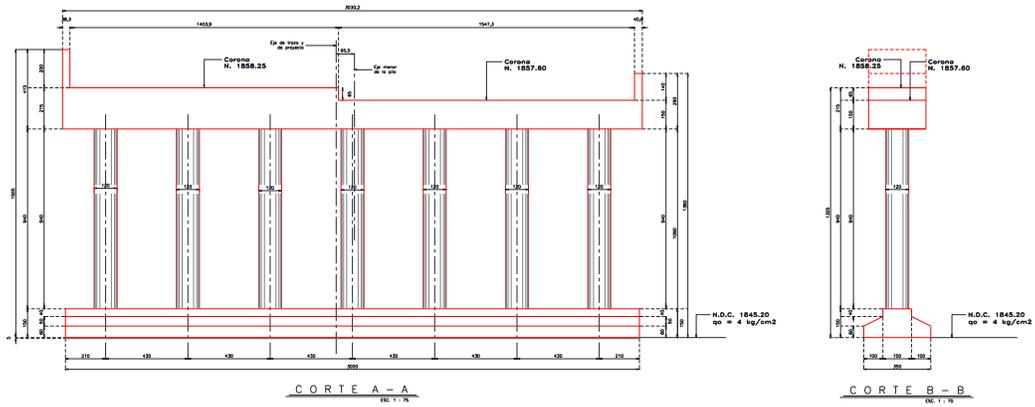


Fig. 3.5.3 Pila No. 3 vista en elevación frontal y lateral

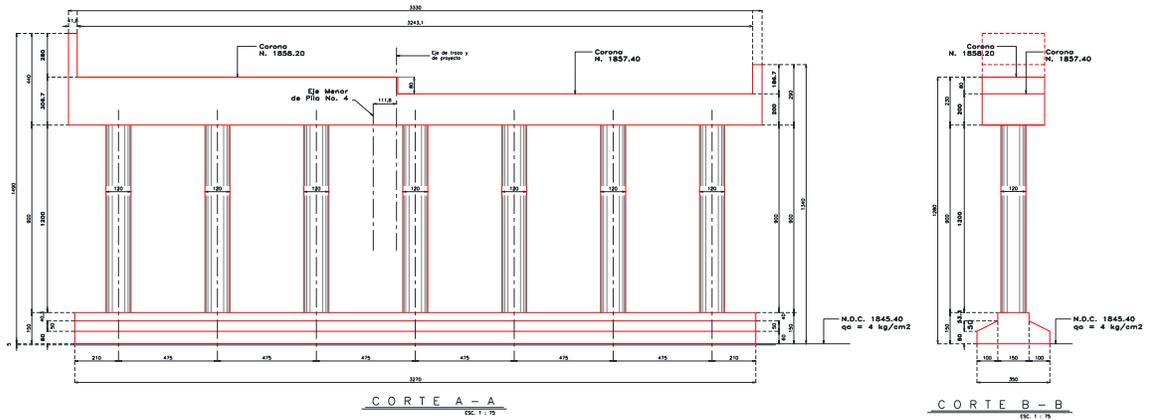


Fig. 3.5.4 Pila No. 4 vista en elevación frontal y lateral

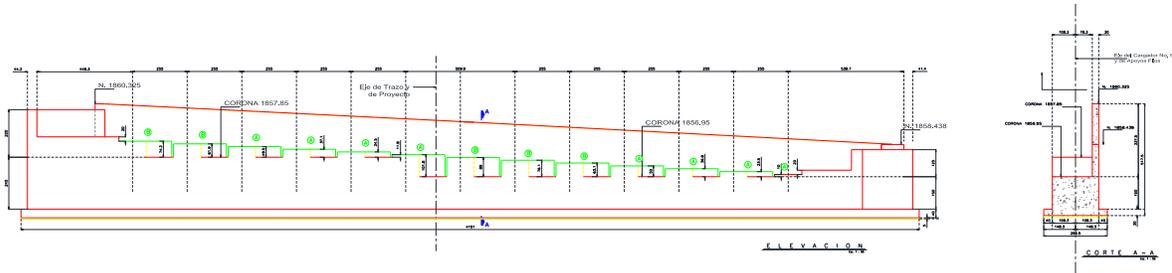


Fig. 3.5.5 Cargador No. 5 vista en elevación frontal y lateral

CONCLUSIONES:

Puedo concluir que se cumplió con óptimos resultados el objetivo, se hizo un análisis detallado del diseño y el funcionamiento de las trabes presentadas en este trabajo. Además se pudo ampliar el conocimiento sobre el sistema del que está formado el puente, abordando la necesidad de su construcción, el proyecto, estudios previos al proyecto como mecánica de suelos y topografía, geometría del camino existente y del puente mismo, diseño de la súper estructura y planteamiento de la sub estructura. Finalmente cabe destacar que el presente trabajo se llevó conforme los lineamientos que la SCT exige para el proyecto y diseño de un puente, ya que es el órgano regulador a nivel nacional para este tipo de estructuras.

BIBLIOGRAFIA:

Standard Specifications for Highway Bridges, American Association of State Highway and Transportation Officials, 1996.

“Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo, Comisión Federal de Electricidad, 1993.

Reglamento para las Construcciones de Concreto Reforzado, ACI-318, Instituto Americano del Concreto.

Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado, Arthur Nilson, Limusa.

Design of Concrete Structures, Arthur Nilson y George Winter, Mc Graw Hill.

Análisis y deterioro por fatiga en torones de presfuerzo utilizados en puentes, publicación técnica del Instituto Mexicano del transporte (IMT). Queretaro, 2013.

Análisis de efectos longitudinales y transversales en puentes debidos a cargas vivas vehiculares, publicación técnica de la secretaria de comunicaciones y transportes (SCT) y el instituto Mexicano del Transporte (IMT), Queretaro, 2014.

Manual de presfuerzo publicado por la Asociación Nacional de industrias del presfuerzo y la prefabricación (ANIPPAC) y el Instituto de ingeniería de la UNAM (ii).

Evaluación estructural y económica de vigas tipo AASHTO para puentes carreteros. Tesis de maestría, Universidad Autónoma de Nuevo leon, Gaytan J.A.M. 1999.

Normativa para la infraestructura del transporte, Proyecto de puentes y estructuras similares. Publicadas por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) y el Instituto mexicano del transporte (IMT).

Diseño Estructural. Editorial Limusa, Primera Edición. Meli R., 1985. México.

Memoria de calculo, Entronque Nacajuca, empresa SACBE servicios de ingeniería S.A. de C.V., Tabasco, 2011.