
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MEXICO



FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN

PUENTE CARRETERO FORMADO POR
SUPERESTRUCTURA CON TRABES DE CONCRETO
PRESFORZADO Y SUBESTRUCTURA DE CONCRETO
REFORZADO CON SOLUCIÓN ESTRUCTURAL
ISOSTÁTICA.

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A:

ANTONIO MORALES MIRANDA

DIRECTOR:

M. EN ING. PATROCINIO ARROYO HERNÁNDEZ

FEBRERO 2009



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

INTRODUCCION.

OBJETIVOS.

ALCANCES.

1. CONSIDERACIONES GENERALES

- 1.1. Definiciones y elementos constitutivos de puentes.
- 1.2. Clasificación de puentes.
- 1.3. Estudios preliminares.
- 1.4. Normatividad.

2. DATOS DE PROYECTO.

- 2.1. Planteamiento del problema.
- 2.2. Localización.
- 2.3. Tránsito.
- 2.4. Geotécnicos.
- 2.5. Hidráulicos e hidrológicos.
- 2.6. Solución al cruce.

3. SUPERESTRUCTURA.

- 3.1 Determinación del claro y del tipo de puente.
- 3.2 Cargas.
- 3.3 Análisis transversal de cargas vivas.
- 3.4 Análisis y diseño estructural.

4. [SUBESTRUCTURA](#)

- 4.1 [Elección del tipo.](#)
- 4.2 [Cargas.](#)
- 4.3 [Efecto sísmico.](#)
- 4.4 [Análisis y diseño estructural.](#)

5. PLANOS DE PROYECTO

CONCLUSIONES

BIBLIOGRAFIA

I N T R O D U C C I O N

Desde el principio de la existencia del ser humano este ha tenido la necesidad de comunicarse, y para tal efecto entre muchos otros aspectos, viene desarrollando diversos métodos para la construcción de puentes de caminos, ha base de piedra y diversos materiales, con métodos que viene perfeccionando, con base a la experiencia que hasta nuestra se tiene. Entonces, el puente es una estructura que salva un obstáculo, sea río, fosa, barranco o vía de comunicación natural o artificial, y que permite el paso de peatones, animales o vehículos. Todos los puentes se basan en modelos naturales, a los que, conforme la tecnología ha ido avanzando, se han incorporado nuevas formas de resolver los mismos problemas.

Por lo cual este trabajo ha sido elaborado con miras a proporcionar una fuente de consulta para los estudiantes de la carrera de ingeniería civil con el objeto de una capacitación y un mejor entendimiento en el área de las estructuras de puentes ya que en la carrera de ingeniería civil no se aborda tan detalladamente el área de los puentes por eso esta tesis estudia el proceso de diseño de un puente simplemente apoyado con el objeto de que el alumno tenga un panorama mas amplio y amana de guía poder introducirse en el diseño de un puente

Ya que contiene todos los aspectos y elementos a considerar para la elaboración de un proyecto, desde un punto de vista compacto, si en su afán de convertirse en un ingeniero especialista con la capacidad de diseñar y proyectar una estructura de puente debe de profundizar su conocimiento en el área estructural, ya que estas estructuras son de gran importancia en el desarrollo de la infraestructura de nuestro país.

Esta tesis ha sido elaborada y apagada a la normativa de la Secretaria de Comunicaciones y Traspotes utilizada hoy en día.

O B J E T I V O S

G E N E R A L :

Exponer a los alumnos de la carrera de Ingeniería Civil, la metodología a emplear para el análisis y diseño de puentes simplemente apoyados con superestructura sobre traveses presforzados y subestructura de concreto reforzado.

P A R T I C U L A R :

Desarrollar el diseño estructural del puente carretero "Ventanillas", ubicado en el Km. 153+572 de la carretera Pinotepa Nacional-Salina Cruz tramo Puerto Escondido - Pochutla en el Estado de Oaxaca Pinotepa Nacional.

A L C A N C E S

Dentro de los alcances que esta tesis muestra se consideraran cinco rubros, que conforman el contenido de la misma y los cuales son tratados como se menciona en el siguiente resumen:

En las consideraciones generales podemos asegurar que el lector tendrá la capacidad de entender la definición de lo que es un estructura de puente y a la ves identificar los elementos que lo constituyen también lograra una identificación de los tipos mas comunes de estructuras que se tiene en la actualidad, ya que se hace una descripción de todas las características y tipos mas comunes, en esta sección también el lector lograra saber cuales son los estudios previos a realizar para la adecuado manejo del proyecto y sin olvidar la normativa a la que estará sujeto.

En la siguiente sección se presentan los datos de proyecto, con los cuales el lector identificara el planteamiento del problema y la información que los estudios previos arrojan ya que con ellos se determinara el claro y el tipo de puente que se requiere.

Se continuara con el análisis y el diseño tanto de la superestructura y subestructura del puente y así concluir con los planos del proyecto.

Cabe mencionar que para el diseño del puente tratado es esta tesis, se presento únicamente la alternativa viable a ejecutar, pero se debe de tener en cuenta que los puentes variaran de acuerdo a los datos específicos de cada proyecto, y cada proyecto, puede componerse de diversas alternativas, por lo que le corresponde al ingeniero, fundamentado en los estudios, decidir cual es la que mejor se adapta. Por lo tanto se concluye que cada puente es un diseño distinto de otro.

CAPITULO 1

CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 Definiciones y elementos constitutivos de puentes.

La humanidad siempre ha tenido la necesidad de establecer comunicación física entre poblaciones, y para que ésta se dé se requiere de un medio de tránsito continuo, naciendo así el puente, el cual contribuye al fortalecimiento de dicha comunicación de manera confortable y segura, minimizando tiempos y activando la economía de las poblaciones. La principal función de un puente, es entonces salvar un obstáculo¹ para enlazar dos puntos, permitiendo el paso de personas, animales o medios de transporte terrestre y marítimo.

Un puente esta conformado por una serie de elementos estructurales, que trabajan en conjunto para soportar grandes cargas y enlazar grandes claros. En el se distinguen la superestructura, subestructura e infraestructura.

- La superestructura la integran un sistema de piso y un sistema portante que le brindan estabilidad y que soporta directamente el efecto ejercido por la carga viva, además de absorbe los impactos producidos por el movimiento de las cargas. El sistema de piso sirve de rodamiento y se apoya o cuelga de los elementos portantes², encargados de librar el claro y de transmitir la carga a la subestructura, como se aprecia en la Figura No. 1.



Fig. No.1.- Elementos que integran la superestructura

¹ Tal como un valle, un río, una vía de comunicación, entre otros, que impiden el libre tránsito.

² Como vigas, cables, bóvedas, armaduras o arcos.

- La subestructura absorbe las cargas que le transfiere la superestructura, la componen los estribos o caballete de concreto armado o mampostería y columnas o pilas de concreto reforzado o presforzado. Ver Figura No.2.



Fig. No.2.- Subestructura de un puente.

- La infraestructura es la encargada de transmitir los esfuerzos actuantes al subsuelo, puede estar conformada por zapatas, pilotes, cilindros, entre otros. En la Figura No. 3 y No. 4 se distinguen una cimentación de pilote y zapata, respectivamente.



Fig. No. 3.- Pilotes

Fig. No.4.- Zapata

1.2 Clasificación de puentes.

Los puentes se pueden clasificar de manera muy general por su material, si son fijos o móviles, en este trabajo haremos mención de todos los tipos para tener un mejor panorama que nos permitirá, en su momento hacer una buena elección de tipo de puente.

Por lo que respecta al material con que se construyen (o se han construido) los puentes suele ser madera, mampostería, acero, concreto armado y concreto pretensado, la elección de algún tipo de estos ha dependido de lugar, del costo de los mismos y de la época en que se construye.

- Los puentes de madera aunque son rápidos de construir y de bajo costo, son poco resistentes y duraderos, ya que son muy vulnerables a los agentes atmosféricos, como la lluvia y el viento, por lo que requieren un mantenimiento continuo y costoso. Su bajo costo (es debido a la abundancia de madera, sobre todo en la antigüedad) y la facilidad para labrar la madera pueden explicar que los primeros puentes construidos sean de este material. Actualmente solo se conciben en obras provisionales (cimbrado).
- Los puentes de piedra o mampostería, son tremendamente resistentes, compactos y duraderos, aunque en la actualidad su construcción es muy costosa. Los cuidados necesarios para su mantenimiento son escasos, ya que resisten muy bien los agentes climáticos. Estos no pueden alcanzar grandes claros lo que limita su aplicación.
- Los puentes metálicos inicialmente construidos con hierro colado y hierro forjado y, después, con acero laminado, marcaron una época en la ingeniería de caminos, pues admiten las más diversas soluciones técnicas, permiten grandes claros a la altura justa, se prestan para sustituciones y ampliaciones y son de rápida construcción. Sus inconvenientes son el elevado precio de la materia prima, los gastos de mantenimiento por su sensibilidad a los agentes atmosféricos y gases corrosivos y su excesiva deformación elástica.
- Los puentes de concreto armado son de montaje rápido, ya que admiten en muchas ocasiones elementos prefabricados, son resistentes, permiten superar claros mayores que los puentes de piedra, aunque menores que los de hierro, y tienen unos gastos de mantenimiento muy escasos, ya que son muy resistentes a la acción de los agentes atmosféricos.

- Los puentes de concreto presforzado, que permiten claros con suma esbeltez, son de rápido montaje, no representan gastos de mantenimiento excesivos y presentan grandes posibilidades estéticas; se han impuesto actualmente en las principales redes carreteras de México y el mundo.
- El puente mixto la estructura mixta es una nueva forma de colaboración del acero y del concreto, en este caso encontrados, no mezclados como en el concreto armado y presforzado, pero sí conectados entre sí para que trabajen conjuntamente.

El puente fijo, es aquel que debido al tipo de estructuración y funcionamiento, no permite el movimiento del mismo, estos pueden ser:

- De vigas. Consisten en varios de estos elementos, que colocados paralelamente unos a otros con separaciones de 1,2 a 1,7 m, salvan la distancia entre estribos o pilas y soportan el tablero. Los hay de madera, de concreto armado, de acero y de concreto presforzado.
- De arco. Están constituidos básicamente por una sección curva hacia arriba que se apoya en estribos y que cubre un claro. El arco cumple la función de sostener el tablero, bien sea cargándolo o suspendido de cables. La sección curva del puente, los estribos y los soportes auxiliares están siempre sometidos a esfuerzos de compresión, mientras que los tirantes soportan esfuerzos de tensión.
- De armadura o celosía pueden ser de ángulo, de sección canal o viga tipo (I) adoptan variadas formas con elementos de acero soldado o remachado, lo que permiten grandes claros y diversas modalidades en el sistema de piso, tanto en tablero superior como inferior.
- En cantilíver constan de dos voladizos simétricos que salen de dos pilas, uniéndose en el centro por unas vigas apoyadas y suelen anclarse en los estribos simétricamente opuestos respecto al centro. Este tipo de puentes pueden salvar grandes.
- Puentes colgantes, la estructura resistente está formada por los cables principales, que se fijan en los extremos del puente, y tienen la flecha necesaria para soportar las cargas de tensión pura, sus sistema de piso es muy ligero, logrando con ello grandes claros.

Los puentes móviles tienen a diferencia de los anteriores, la capacidad de desplazarse en cualquier dirección gracias a su estructuración y forma. Dentro de los de este tipo podemos mencionar los siguientes:

- Los basculantes giran alrededor de un eje horizontal situado en una línea de apoyos; dentro de estos encontramos a los levadizos.
- Los giratorios de eje vertical, igual que en los basculantes, tienen dos posibilidades de apertura: una de ellas es la que permite un giro completo de la superestructura apoyada en un solo extremo y la otra, es el giro de dos tramos simétricos de superestructura sobre una pila situada al centro del canal de navegación (río).
- De desplazamiento vertical son tableros simplemente apoyados, cuyos apoyos se pueden mover verticalmente para elevarlos a la altura necesaria que se requiere ya que algunas veces la altura de las embarcaciones es mayor.
- De desplazamiento longitudinal como su nombre lo indica se desplazaba longitudinalmente sobre rodillos, avanzando o retrocediendo en voladizo libre hasta llegar al apoyo de la otra orilla.
- De trasbordador consisten en una viga fija o armadura, situada a la altura requerida por el nivel de aguas máximo, de la que se cuelga una plataforma móvil, generalmente mediante cables, que transporta los vehículos personas y cualquier tipo de carga de una orilla a la otra.

Es importante señalar, que el tipo de puente a diseñar depende de las solicitaciones que actúan sobre el mismo, garantizando economía, seguridad y un buen funcionamiento.

1.3 Estudios preliminares.

La importancia de este tipo de estudios conocidos también como estudios de campo, radica en que son la base de un buen proyecto que garantiza una adecuada construcción, por lo que estos estudios deben realizarse con cuidado, con un buen criterio y apegados a normas.

Para el caso que nos ocupa, los estudios de campo, destinados a recabar los datos necesarios para hacer el proyecto, comprenden los geotécnicos, topográficos, hidrológicos e hidráulicos y de tránsito.

ESTUDIOS GEOTÉCNICOS.- Definen la capacidad de carga del suelo y de acuerdo con esta proponen la cimentación adecuada para el puente. Es evidente que las condiciones del suelo no son siempre las adecuadas, por ello se tendrá que realizar exploraciones a base de sondeos.

ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS.-Debe iniciarse con un reconocimiento de la zona, para posteriormente llevar a cabo un levantamiento topográfico, con curvas de nivel que revelen la configuración del terreno, de una zona más o menos extensa en que estén comprendidos los diversos cruces posibles. Es aconsejable que en las zonas de cruce existan aerofotografías que ayuden a determinar el lugar exacto en el que se desplantara el puente. Esta información coadyuvará a definir la mejor ubicación del puente, algunas características en planta y las elevaciones del mismo. Por otro lado, según se requiera, es necesario obtener las secciones transversales del río, por el eje del cruce, esta información ayudará al estudio topohidráulico.

ESTUDIO HIDROLÓGICO.- Este permite con los datos de la cuenca, de estaciones hidrológicas y de estaciones de aforo definir por métodos específicos el gasto máximo con cierto período de retorno que circulara por el cruce en estudio.

ESTUDIOS HIDRÁULICOS.- De la corriente por salvar, comprenden con ayuda de las secciones topográficas la determinación de los niveles en el cauce debidos a la circulación del gasto máximo³, que proporciona el estudio hidrológico, con la finalidad de definir el galibo del puente, la ubicación de las pilas y las posibles zonas de socavación (velocidad de la corriente).

ESTUDIOS DE TRANSITO.- Los estudios de tránsito se realizan con el afán de determinar el promedio de tránsito diario anual, dato básico para definir las características del camino en que se ubicará el puente.

³ Tránsito de la avenida.

1.4 Normatividad

La normatividad en toda obra o proyecto es de suma importancia ya que contiene una serie de lineamientos los cuales mantienen al proyectista o al contratista bajo una norma de seguridad la cual hace al puente seguro, eficiente, funcional ya que el riesgo que implica no manejarse bajo estas normas seria catastrófico y se perderían vidas, por eso el diseño de un puente o una construcción se debe realizar con el sentido de ética mas alto que tengamos como profesionistas ya que la responsabilidad un proyecto u obra de dicha envergadura es muy alta por ello nosotros nos regiremos bajo las normas AASHTO. Y LA NORMATIVA DE LA SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRASPORTES

LAS NORMAS AASHTO

Es la asociación norteamericana de funcionarios estatales de carreteras y de trasportes. En Estados Unidos de Norteamérica.

Por lo cual la secretaria de comunicaciones y trasportes y la dirección de servicios técnicos se encargaron de dar la adaptación a la norma para a si dar origen a la normativa de la secretaria de comunicaciones y trasportes cabe mencionar que la normas AASHTO es una conjunto de especificaciones elaboradas especialmente en los estados unidos por lo cual los ingenieros que utilicen esta norma deben de estar concientes de que las especificaciones deben de ser evaluadas para las condiciones de forma y de nuevos materiales empleados en la construcción en nuestro país de tal manera que si se desea emplear la lo norma AASHTO se debe de realizar un análisis detallado para analizar el comportamiento estructural de nuestra obra. Ya que las característica, socioeconómicas, geográficas y climáticas son distintas.

CAPITULO 2

DATOS DE PROYECTO

2.1 Planteamiento del problema

La Secretaria de Comunicaciones y Transportes se ve en la necesidad de resolver la problemática que presenta el cruce carretero con el arroyo VENTANILLAS en el Km 153+572 comprendido en el tramo Puerto escondido – Pochutla, de la carretera Pinotepa Nacional – Salina Cruz Oaxaca, ya que para drenar el arroyo VENTANILLAS se contaba con un puente metálico en el km 153+520 en el km 153+572 y debido al poco mantenimiento que se le ha dado, el deteriorado de todo la estructura en su conjunto presenta daños severos, que aunados a la avenida extraordinaria que se pudiera presentar, ocasionaría el colapso del mismo poniendo en riesgo a los usuarios, por lo cual su sustitución es inminente.

De acuerdo con las ideas anteriores, se tomo la decisión de realizar un nuevo proyecto ejecutivo del Puente Ventanillas, pero esta vez de concreto armado, ya que este material no requiere un mantenimiento tan riguroso como el de una estructura metálica. Para tal efecto se considero conveniente el retomar los estudios previos que se realizaron para el puente existente, ya que el nuevo se ubicará en la misma zona.

Esta obra permitirá continuar con el desarrollo económico entre las comunidades y la región sureste de México.

A continuación, se presentan de manera breve el resultado de los estudios realizados.

2.2. Localización.

Geográficamente el puente se localiza: en el Km 153+572 comprendido en el tramo Puerto escondido – Pochutla, de la carretera Pinotepa Nacional – Salina Cruz Oaxaca, El puente se ubicara en la región de ventanillas y le da nombre al puente.

2.3-Tránsito.

Los estudios de tránsito PERMITIERÓN DEFINIR la sección transversal del puente fundamentándose en la estimación del volumen y tipo de tránsito que circulara sobre el Puente en estudio, además de definir el programa de mantenimiento.

Esto se logra mediante:

Un aforo de forma manual para conocer el grado de ocupación y las condiciones en que operara nuestra carretera; también permite definir la vida útil de la obra, es decir, el momento en que dejara de prestar un servicio adecuado.

Este estudio actualiza y detalla las características de tránsito, en un tramo de carretera de corta duración bajo la observación de importantes aspectos locales como el entorno agrícola, y la época de siembra y cosecha; también se analizó la influencia turística, de la región y se estudiaron los periodos normales y los de mayor afluencia del turismo.

Se entiende por volumen de tránsito cierta cantidad de vehículos de motor que transitan por un camino en determinado tiempo y en el mismo sentido. Las unidades comúnmente empleadas son: vehículos por día o vehículos por hora. Se llama tránsito promedio diario (T.P.D.)⁴

2.4-Geotécnicos.

El estudio de Mecánica de Suelos que se realizó de la zona en cuestión para conocer las características del subsuelo en el cruce del puente "VENTANILLAS", consistió en dos sondeos los cuales fueron realizados a 3.8 km izq. del km 153+555 y a 3.7 der. del km 153+55778, llevados a la profundidad de 26.06 y 27.75m, respectivamente. Realizados sobre el eje del camino.

Los sondeos en el cauce fueron realizados con máquina rotatoria, utilizando para su avance la prueba de penetración estándar, resultando la estratigrafía tipo de formación, principalmente por arena arcillosa color café y gris de suelta a compacta, con intercalaciones de arcilla café de consistencia poco firme a muy firme con gravas aisladas.

Durante la realización del estudio, se detectó el nivel de aguas freáticas (NAF) a 2.6 y 2m bajo de la boca de los sondeos S-1 y S-2 respectivamente.

Las pruebas de laboratorio efectuadas de acuerdo con las muestras de los sondeos fueron de Humedad natural, límites de Plasticidad y granulometría por mallas y los cálculos realizados fueron

⁴ Representa la utilización de la vía y sirve para efectuar distribuciones de fondo

de socavación de 1.4 m, para un $Q_d = 55 \text{ m}^3/\text{s}$, $V = 2.6 \text{ m/s}$ y normal al cauce, también se realizó el cálculo de los pilotes de punta.

De acuerdo a las características estratigráficas y a las condiciones topohidráulicas del sitio en estudio y los análisis efectuados se recomienda una cimentación profunda mediante pilotes de concreto reforzado, colados en el lugar, trabajando por punta de 1.2 m de diámetro, desplantando los pilotes a 7.3 m bajo el nivel del fondo del cauce en la elevación 91.00 m, sobre arena arcillosa medianamente compacta, cuya capacidad de carga admisible para fines de diseño es de 110 t/pilote. A esta capacidad de carga ya se le descontó el peso propio del pilote y la separación mínima entre pilotes es de 2.5 veces su diámetro, medida en forma horizontal centro a centro de los mismos y es de suma importancia estabilizar las paredes de las excavaciones que se realicen para alojar los pilotes, mediante el empleo de lodo bentonítico, de las siguientes características:

Densidad	Mayor de 1.1 t/m^3
Viscosidad Marsh	30 a 60 segundos
Viscosidad Plástica	10 a 25 centipoises
Filtración	Menor de 20 cm^3 de agua
Contenido de arena	Menor de 3 %

Estas condiciones no presentarán problemas de asentamientos en la estructura, no se tendrán problemas de inestabilidad en los terraplenes de acceso, con asentamientos en los mismos de orden despreciable.

2.5-Hidráulicos e hidrológicos.

La corriente nace a 5.8 km del sitio de cruce y desemboca a 1,0 km, en el Océano Pacífico no provoca influencia hidráulica en el cruce. El área de la cuenca drenada hasta el cruce es de 6.9 km^2 y pertenece a la Región Hidrológica N° 21, según la clasificación de la extinta SARH. En la zona del cruce la región se puede clasificar semitropical y la topografía es sensible mente plana. El cauce en la zona es de cruce: sinuoso y encajonado el escurrimiento que presenta es de carácter torrencial y el tipo y la longitud máxima de los cuerpos flotantes (troncos de hasta 3m) el periodo de lluvias en la región comprende los meses de junio a septiembre y la precipitación media anual que se presenta es de 1000 Mm. Existe erosión marginal, en la geología superficial en

el fondo del cauce podemos encontrar arena y limo y para la margen izquierda y derecha del río encontramos arena.

El Estudio Hidrológico se llevo acabo mediante el empleo del método racional y se utilizaron las Isoyetas Intensidad de Lluvia –Duración – Periodo de Retorno de la zona para definir el parámetro de intensidad de lluvia; con lo que los resultados obtenidos fueron: caudal máximo de 55m³/s asociado a un periodo de retorno de 100 años, cabe mencionar que el gasto obtenido es confiable ya que la información pluviográfica con que fueron elaboradas las isoyetas de la zona en estudio es amplia.

Los niveles de aguas, de acuerdo con el estudio hidráulico, se tiene la elevación 100.000 m en la estación 153+510.50 sobre el cabezote del tubo a 6.00 m a la izquierda de la estación y el banco es el N° 154.2:

Nivel de aguas mínimas es cauce seco

Nivel de aguas ordinarias 98.83 m

Nivel de aguas extraordinarias 99.16 m (DISEÑO)

Método aplicado sección pendiente

Secciones levantadas dos en el cruce y 220 m aguas arriba del cruce

Fecha de la creciente máxima que se considero fue en 1999

Gasto obtenido es de 119 m³/s, velocidad media máxima del cruce es de 1.4 m/s,

Frecuencia de evento mas de 100 años de acuerdo al análisis hidrológico; duración de la creciente una hora cabe mencionar que la información de los niveles de agua utilizados en los cálculos fue proporcionada por personas del lugar que tienen mas de cuarenta años viviendo en las cercanía del cruce.

2.6- Solución al cruce

De acuerdo con el resultado de los estudios anteriores se tiene:

Que adoptar como gasto de diseño 55 m³/s e hidráulicamente se requiere una longitud de puente de 15 m libres considerando estribos; para el caso de que se requiera colocar derrames frontales de los terraplenes de acceso, la longitud libre del puente se recomienda de 25 m de un solo claro. Se propone ubicarlo del km 153+555 al km 153+580 y se recomienda un espacio libre vertical entre el NAME de diseño y el lecho inferior de la superestructura de 1.5 m mínimo, la velocidad máxima de bajo del puente será de 2.6 m/s y la sobré elevación de la superficie del agua será 0.30 m.

CAPITULO 3 SUPERESTRUCTURA

3.1 Determinación del claro y del tipo de puente

El claro del puente hace referencia a la longitud máxima que puede existir entre apoyos y en función de dicho claro, se establece el tipo de puente, como se aprecia en la siguiente Figura No. 5. También puede emplearse, para el mismo efecto, la Tabla No. 1.

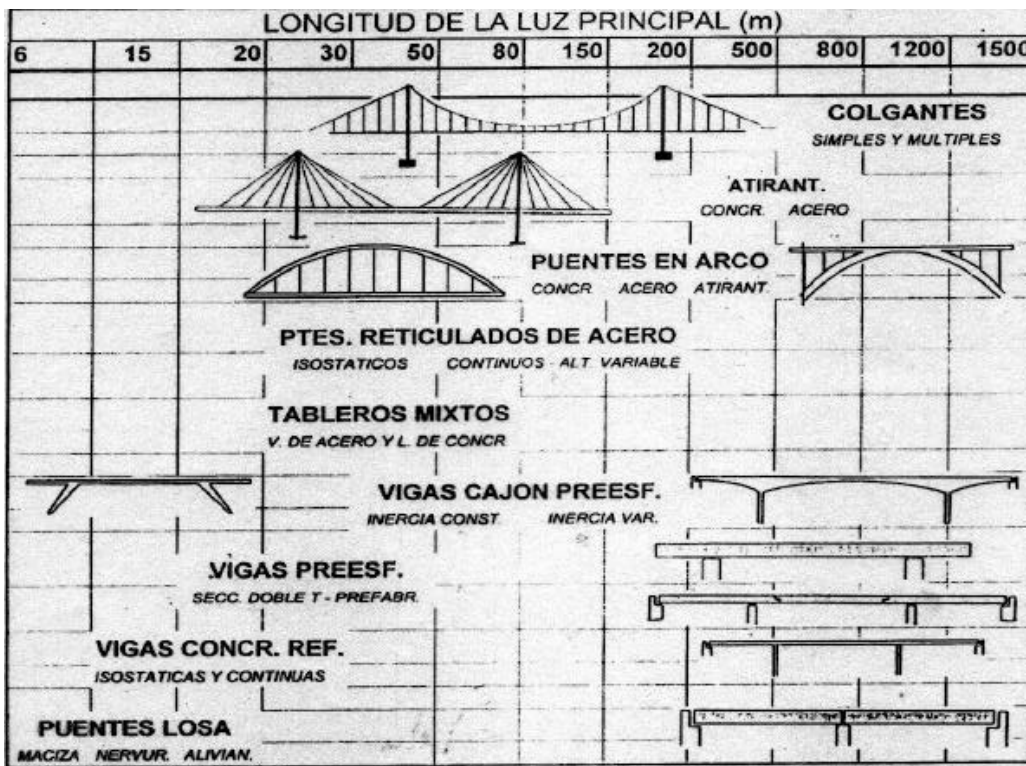


Fig.

No.5.- Tipos de Puente según su claro.

Las condicionantes que intervienen para la elección del claro toman en cuenta los aspectos técnicos y económicos (tecnología y capacidad constructiva), los factores, tales como: el tránsito que deberá circular, el tipo de obstáculo a salvar, el entorno del terreno y su capacidad de soporte, el clima, el viento, el sismo, la nieve, entre otros, y el resultado del estudio hidráulico, el cual se apoya en el análisis del caudal, del tirante y de la velocidad, así como, de la frecuencia con la que se presenta la avenida máxima.

En resumen, los resultados anteriores restringen las características básicas de la estructura que se proyecta, a saber: la ubicación del puente, su longitud total necesaria, la longitud mínima de los claros (fijada por la dimensiones de los cuerpos flotantes), la elevación de la rasante, el tipo y dimensiones de la cimentación.

TIPO DE SUPERESTRUCTURA	CLAROS
PUNTES DE CONCRETO RESFORZADO	
Losa plana maciza. Losa plana aligerada. Losa nervurada.	Hasta 10 metros de 9 a 20 metros de 15 a 30 metros
Vigas sección T Vigas sección cajón. Simplemente apoyadas Vigas sección cajón continuas.	de 9 a 25 metros de 25 a 35 metros de 25 a 45 metros
PUNTES DE CONCRETO PREEFORZADO	
Vigas simples Vigas compuestas. Vigas sección cajón. Simplemente apoyadas. Vigas sección cajón. Continuas.	de 15 a 30 metros de 25 a 45 metros de 30 a 50 metros de 30 a 60 metros
PUNTES DE ACERO	
Vigas simples perfil laminado. Vigas de placa compuestas. Simplemente apoyadas. Vigas de placa compuestas. Continuas. Vigas de placa. Preeforzadas. Vigas de sección cajón. Simplemente apoyadas. Vigas de sección cajón. Continuas.	de 10 a 15 metros de 20 a 40 metros de 30 a 70 metros de 30 a 45 metros de 30 a 50 metros de 40 a 80 metros
Armadura simple. Armadura continua. Armadura en voladizo.	de 45 a 180 metros de 75 a 240 metros de 150 a 550 metros
OTROS TIPOS	
Tridibsa. Simplemente apoyada. Tridibsa. Continua. En arco. Atirantados. Colgantes.	de 9 a 60 metros de 25 a 70 metros de 30 a 500 metros de 150 a 400 metros de 300 a 1500 metros

Tabla No. 1.- Tipos de Puente según su claro.

3.2 Cargas

Debido a que el Puente está destinado al tránsito vehicular, las cargas que deben considerarse para proyectar la estructura deben cumplir los lineamientos de las Normas Técnicas para el Proyecto de Puentes Carreteros de la Secretaria de Comunicaciones y Transportes la cual son una traducción de la norma A.A.S.H.T.O.

De acuerdo con lo anterior, para nuestro caso se considerara lo siguiente:

Fuerzas longitudinales, fuerza centrífuga, fuerza por cambio de temperatura, empuje de tierra, supresión, esfuerzos por contracción del concreto, acortamiento por compresión del acero, esfuerzos durante el montaje, presión de la corriente de agua o hielo y esfuerzos por sismo.

CARGA MUERTA

Constituida por el peso de la estructura ya terminada, incluyendo la carpeta, banquetas, vías, tuberías, conductos, cables y demás instalaciones para servicios públicos. Al calcular la carga muerta, se recomienda utilizar los pesos volumétricos que se muestran en la Tabla 2.

MATERIAL	Kg/m ³
Acero o acero fundido	7,850
Hierro fundido	7,210
Aleaciones de aluminio	2,800
Madera (tratada o sin tratar)	800
Concreto simple o reforzado	2,400
Arena, tierra, grava, o basalto, compactados	1,920
Arena, tierra o grava, sueltas	1,600
Macadam o grava, compactada con aplanadora	2,240
Relleno de escorias	960
pavimento	2,400
Vía de FF.CC. (riel, guardarriel y accesorios de vía)	3,200/m
Mampostería	2,700
Tablón asfáltico de 2.5 cm de espesor	44

Tabla No. 2.- Pesos volumétricos.

CARGA VIVA.

La carga viva es el peso de la carga móvil y que corresponde al tipo de vehículo transitando sobre el puente y a los peatones.

Las cargas móviles para puentes de caminos, se toman de vehículos tipo los cuales consisten en cargas uniformes por carril, existiendo dos clases principales de vehículo o tipo de carga denominadas con la letra H y H-S seguidas de un número el cual indica el peso del camión total en toneladas. Las cargas tipo H consisten en un camión de dos ejes y el número que le sigue a la H indica el peso total del camión cargado en toneladas norteamericanas de 2000 libras. Así el camión H 20 pesa 20 toneladas norteamericanas, que equivalen a 18.14 toneladas métricas y las cargas H-S son vehículos tipo que consisten en un camión tractor con semi-remolque, con dos ejes en el primero y un eje en el segundo. El número que le sigue es el peso del tractor en toneladas norteamericanas. En este caso la separación entre el eje posterior del tractor y el del semi remolque es variable dentro de ciertos límites con el fin de obtener el efecto más desfavorable para la estructura en diseño. Lo cual se aprecia en la **Figura. No.6.** y **Figura. No.7.**

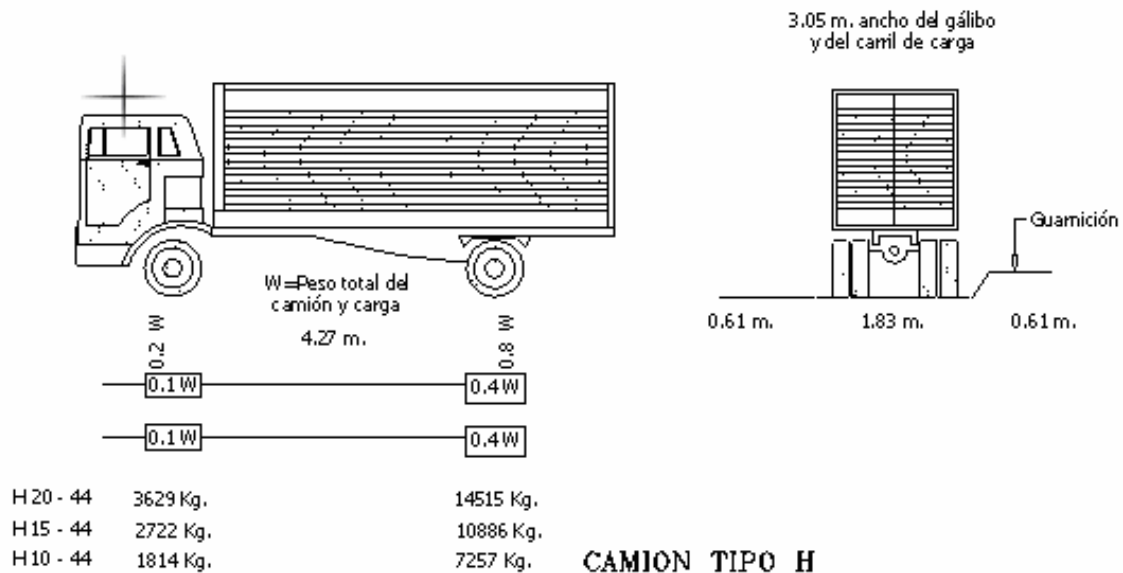


Fig. No.6.- Carga móvil de vehículo tipo H.

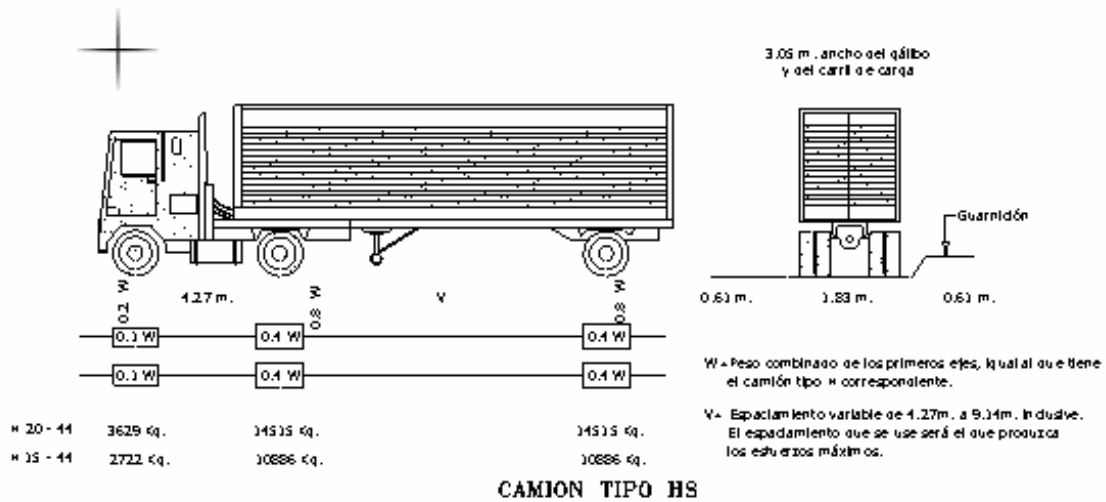


Fig. No.7.- Carga móvil de vehículo tipo HS.

En México no obstante que se utiliza las normas AASHTO para el proyecto de puentes, las cargas móviles de diseño son las denominadas T3-S3 y T3-S2-R4, que identifica a camiones reales cuyo tránsito esta permitido en las carreteras federales del país, según lo indica el Reglamento sobre el peso, Dimensiones y Capacidad de los vehículos de Autotransporte que transita en les caminos y puentes de Jurisdicción Federal.

De acuerdo con el reglamento mencionado vigente, el camión tipo T3-S3 consta de un tractor con tres ejes y un semiremolque con tres ejes, cuyo peso total es de 48.5 toneladas en caminos tipo A y B y puede aumentar a 54.5 ton si cuenta con suspensión neumática. El camión T3-S2-R4 consta de un tractor con tres ejes, semiremolque con dos ejes y remolque con cuatro ejes, con peso total 66.5 ton para caminos tipo A y B que puede aumentar a 72.5 ton si cuenta con un sistema

auxiliar de frenos independiente al de balatas y el peso total de este camión podrá aumentarse a 81.5 ton si cuenta también con suspensión neumática.

En conclusión la carga móvil de diseño que se utilizara en los caminos de tipo A y B será la que produzca la condición mas desfavorable entre los camiones T3 -S3 y T3 -S2 -R4 (con el peso total de 48.5 y 66.5) ton y para los caminos de tipo C y D la carga móvil de diseño será la que produzca el efecto mas desfavorable entre los camiones ya mencionados en una banda y en la otra banda un camión tipo HS - 20 lo cual ejemplificaremos con unas figuras para una mejor comprensión. **Fig. No.8** y **Fig. No.9**.

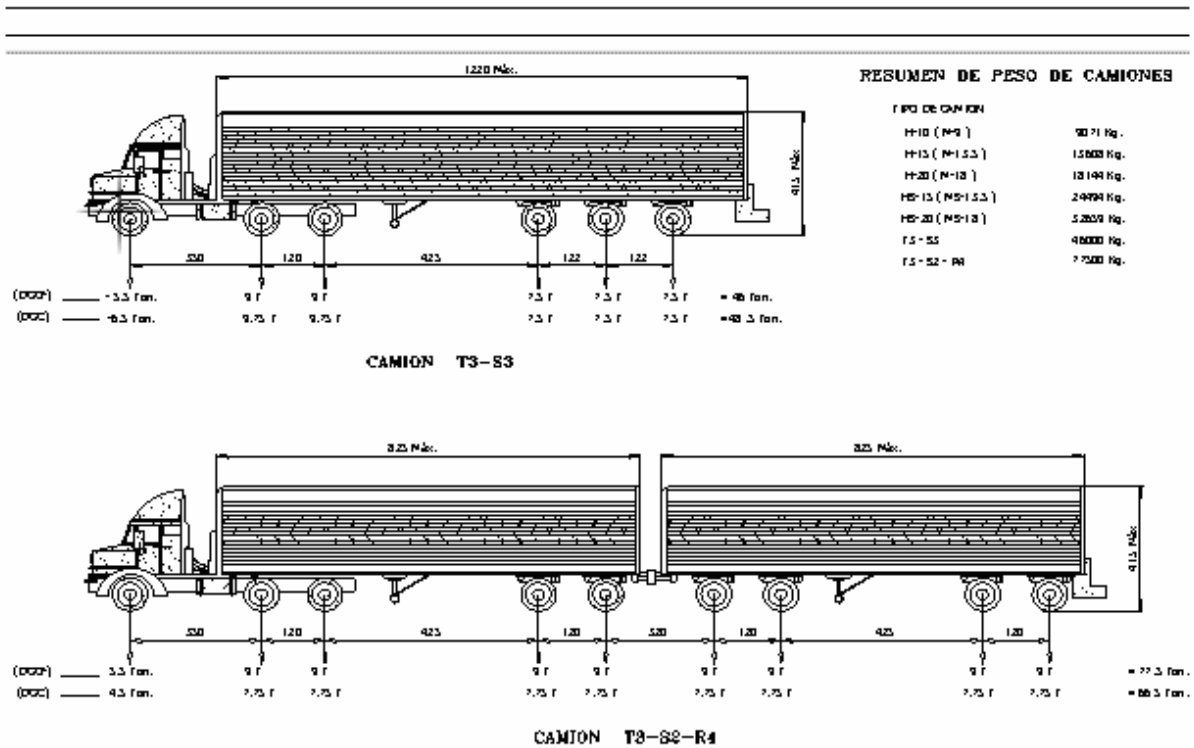


Fig. No.8.- Resumen de peso de camiones.

PESO BRUTO VEHICULAR MÁXIMO AUTORIZADO POR TIPO DE VEHICULO Y CAMINO (TONELADAS)

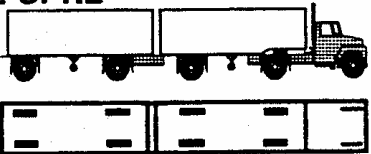
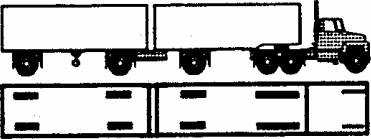
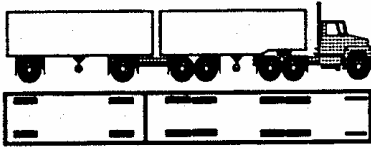
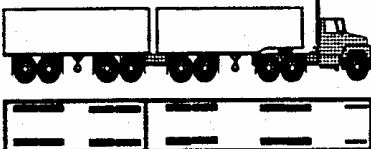
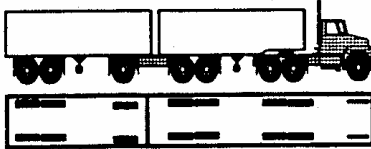
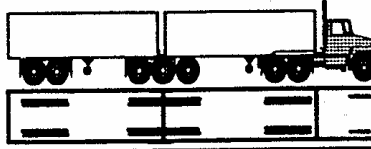
TRACTOCAMION DOBLEMENTE ARTICULADO					
CONFIGURACION DEL VEHICULO	NUMERO DE LLANTAS	TIPO DE CAMINO			
		A4 Y A2	B4 Y B2	C	D
T2-SI-R2 	18	47.50	47.50	42.50	NA
T3-SI-R2 	22	56.00	56.00	50.00	NA
T3-S2-R2 	26	60.50	60.50	52.50	NA
T3-S2-R4 	34	66.50*	66.50*	58.00	NA
T3-S2-R3 	30	63.00	63.00	55.00	NA
T3-S3-S2 	30	60.00	60.00	51.50	NA

Fig. No.9.- Peso bruto por tipo de vehículo y de camino.

IMPACTO O EFECTO DINÁMICO

Las solicitaciones producidas en la estructura por las cargas móviles deben incrementarse para tener en cuenta los esfuerzos adicionales debido a los efectos dinámicos, vibratorios y de impacto que esas mismas cargas producen. De esta manera, una solicitación (momento flector o fuerza cortante) producidas por las cargas tipo debe multiplicarse por un factor mayor que uno, para incluir su valor directo y el incremento debido ala vibración, al fenómeno dinámico y al impacto. La cantidad permisible en que se incrementan los esfuerzos por carga viva, se determinara con la formula siguiente:

$$I = \frac{15.24}{L} + 38 \dots\dots\dots (1)$$

Donde:

I = Impacto en por ciento (máximo: 30%)

L = longitud, en metros de la parte del claro que debe cargarse para producir el máximo esfuerzo en el miembro.

Para uniformizar su aplicación, la longitud cargada, "L", se considerara específicamente como sigue:

Uniformizar

Para pisos de calzada, empléese la longitud de proyecto de claro

Para miembros transversales, tales como piezas de puente, úsese la longitud del claro del miembro, entre centros de apoyo.

Para calcular los momentos debidos a cargas de camión, úsese la longitud del claro.

Para tramos en voladizo, se usará la longitud desde el centro de momentos hasta el eje mas alejado del camión.

Para esfuerzo cortante debido cargas de camión, úsese la longitud de la parte cargada del claro, desde el punto en consideración hasta la reacción más alejada.

Para tramos en voladizo, considérese el 30 %

En claros continuos, empléese la longitud del claro considerado para el momento positivo y para momento negativo, el promedio de los claros adyacentes cargados.

Para alcantarillas con colchón de 0 a 31 cm. $I = 30 \%$

Para alcantarillas con colchón de 33 a 61 cm. $I = 20 \%$

Para alcantarillas con colchón de 64 a 89 cm. $I = 10 \%$

Cargas para banquetas, guarniciones y parapetos

CARGAS PARA BANQUETAS

Los pisos, largueros y apoyos inmediatos a las banquetas, se proyectaran para una carga viva de 4070 (Pa) por metro cuadrado de banqueta. Las trabes de sección compuesta, armaduras, arcos y otros miembros, se proyectaran para las siguientes cargas vivas sobre la banqueta:

Claros de 0 a 7.62 m de longitud 4070 (Pa)

Claros de 7.62 m a 30.48 m de longitud 2873 (Pa)

Claros mayores que 30.48 m de longitud, de acuerdo con la fórmula siguiente:

$$P = \left(\frac{1435 + 4380}{L} \right) \left(16.7 - \frac{A}{15.2} \right) \dots\dots\dots (2)$$

Donde P = carga viva por metro cuadrado (Pa) con valor máximo de 2873 Pa

L = longitud cargada de banqueta, en metros.

A = ancho de banqueta, en metros.

Al calcular los esfuerzos en estructuras que soporten banquetas en voladizo, se considera la banqueta cargada completamente en un solo lado de la estructura, si esa condición es la que produce los esfuerzos máximos en la misma.

Los puentes para peatones se proyectarán para una carga viva de 4070 Pa por área de pasillo.

CARGAS PARA GUARNICIONES

Las guarniciones se proyectarán para que resistan una fuerza lateral no menor de 744 kg por metro lineal de guarnición, aplicada en parte superior de la misma, 0 a 0.25 m arriba del piso, si la altura de la guarnición es mayor que 0.25 m.

Cuando la banqueta, la guarnición y barandal para calzada formen un sistema integral, se considerara la carga del parapeto para calzada y de acuerdo con ella se calcularan los esfuerzos de la guarnición.

Reducción en la intensidad de las cargas

Cuando se produzcan los máximos esfuerzos en cualquier miembro al cargar simultáneamente cualquier número de carriles de tránsito, se tomarán los siguientes porcentajes de los esfuerzos resultantes de carga viva, considerando que es muy poco probable la coincidencia de todas las cargas para producir, un máximo:

Uno o dos carriles	100%
Tres carriles	90%
Cuatro carriles o más	75%

La reducción en la intensidad de las cargas sobre pieza de puente se determinará como para el caso de armaduras o trabes principales usando el ancho de calzada que deberá cargarse para producir los esfuerzos máximos en las piezas de puente.

CARGAS POR VIENTO

Las siguientes fuerzas debidas a la presión del viento, por metro cuadrado de área expuesta, deberán aplicarse a todas las estructuras para el por ciento de esfuerzo unitario básico que debe usarse en las diversas combinaciones de carga y de fuerzas. El área expuesta considerada será la suma de las proyecciones verticales de las áreas de todos los miembros, incluyendo el sistema de piso y el parapeto a 90 ° con respecto al eje longitudinal de la estructura. Las fuerzas y las cargas dadas aquí corresponde a una velocidad del viento de 160.9 km / h. para el grupo II mandar a la referencia pero no par el grupo III, se puede reducir o incrementar en relación del cuadrado de la velocidad del viento para proyecto, (al cuadrado de 160.9) siempre que pueda obtenerse el valor probable de la velocidad del viento con una exactitud razonable; o cuando las características permanentes del terreno permitan hacer los cambios recomendables con seguridad. Si se cambia la velocidad del viento de proyecto, el valor que se tome deberá indicarse claramente en los planos.

En el proyecto de una superestructura, se supondrá una carga debida al viento, uniformemente distribuida y aplicada horizontalmente a 90 ° con respecto al eje longitudinal de la estructura, de la siguiente intensidad:

Para armaduras y arcos	3591 Pa
Para trabes y vigas	2394 Pa

Para claros de armaduras, la fuerza total no será menor que 4380 N/m en el plano de la cuerda cargada, ni menor de 2190 N/m en el plano de la cuerda sin carga; en claros de trabes estas fuerzas no será menor que 4380 N/m.

Las fuerzas anteriores se aplicaran parara la condición de carga del grupo II. Para la condición del grupo III, deberán incrementarse con una carga de 1460 N/m, aplicada a 90° con respecto al eje longitudinal de la estructura y a 1.83 m arriba del piso, como una carga de viento sobre la carga viva. Cuando se trate de losas de piso de concreto reforzado o de piso de rejillas de acero, firmemente conectadas a sus miembros de apoyo, puede considerarse que ese piso resiste en su plano el esfuerzo cortante producido por la carga del viento sobre la carga viva.

Las fuerzas trasmitidas a la subestructura por la superestructura y las aplicadas directamente a la subestructura por cargas de viento, deberán considerarse como sigue:

Las fuerzas transversales y longitudinales trasmitidas por la superestructura a la subestructura para distintos ángulos de dirección del viento, serán como se especifica en la siguiente **Tabla No. 3.**

ARMADURAS			TRABES	
Angulo de esviajamiento del viento en grados	Carga transversal (Pa)	Carga longitudinal (Pa)	Carga transversal (Pa)	Carga longitudinal (Pa)
0	3591	0	2394	0
15	3352	575	2107	287
30	3112	1341	1963	575
45	2250	1963	1580	766
60	1197	2394	814	910

Tabla No. 3.- Esta tabla se usara con la condición de carga del grupo II.

El ángulo de esviajamiento se medirá desde la perpendicular al eje longitudinal. La dirección del viento adecuada mente supuesta será la que produzca el máximo esfuerzo en la subestructura que se este proyectando. Las fuerzas transversales y longitudinales deberán aplicarse simultáneamente a la altura del centro de gravedad del área expuesta de la superestructura.

Para la condición de cargas que forman el grupo III, estas cargas pueden reducirse en un 70%, y además deberá agregarse por metro lineal, como una carga de viento sobre la carga viva, en la forma especificada en la siguiente **Tabla No. 4.**

ANGULO DE ESVIAJAMIENTO DEL VIENTO EN (GRADOS)	CARGA LATERAL N / M	CARGA LONGITUDINAL N / M
0	1460	0
15	1285	175
30	1197	350
45	964	467
60	496	555

Tabla No. 4. Esta carga se aplicara en un punto a 1.83 m arriba del piso

En puentes comunes de losa sobre traves, con una longitud máxima de claro de 38.10 m, pueden usarse las siguientes cargas por viento, en lugar de las cargas más exactas especificadas anteriormente:

VE (carga del viento sobre la estructura)	
2394 Pa	Transversalmente
575 Pa	Longitudinalmente
Ambas cargas deberán aplicarse simultáneamente	

VCV (carga de viento sobre carga viva)	
1460 N/m	Transversalmente
584 N/m	Longitudinalmente
Ambas cargas deberán aplicarse simultáneamente	

Fuerzas aplicadas directamente a la subestructura.

Las fuerzas transversales y longitudinales que deben aplicarse directamente a la subestructura para un viento de 160.9 Km /h se calcularán para una supuesta presión del viento de 1915 Pa. Para direcciones del viento que se supongan enviados con la subestructura, esa presión se resolverá en sus componentes perpendiculares a la elevación del frente lateral de la subestructura, de acuerdo con las funciones trigonométricas del ángulo de esviamiento.

La componente perpendicular a la elevación lateral actuara sobre el área expuesta de la subestructura, tal como se ve en la elevación lateral; y la componente perpendicular a la elevación del frente actuará sobre el área expuesta de la subestructura, tal como se ve en la elevación del frente. Se supondrá que estas cargas actúan horizontalmente en el centro de gravedad de las áreas expuestas, y se aplicarán simultáneamente con las cargas del viento sobre la superestructura.

FUERZAS LONGITUDINALES

Deberá considerarse el efecto de una fuerza longitudinal del 5% de la carga viva en todos los carriles destinados al transito de una misma dirección. El centro de gravedad de la fuerza longitudinal se supondrá a 1.83 m arriba de la losa del piso.

FUERZAS DE VOLTEAMIENTO

El efecto de las fuerzas que tienden a voltear las estructuras se calculará de los grupos II y III agregando una fuerza aplicada hacia arriba, a en un punto ubicado a la cuarta parte del ancho transversal de la superestructura y hacia el lado expuesto al viento Dicha fuerza será de 957.6 Pa del área en planta del piso y banqueta para la combinación de cargas del grupo II y de 287.28 Pa para la combinación del grupo III. Se supondrá que la dirección del viento es de 90° respecto al eje longitudinal de la estructura.

PRESIONES DEBIDAS A CORRIENTES DE AGUA HIELOS Y CUERPOS FLOTANTES.

Todas las pilas y demás partes de la estructura que estén sujetas al empuje de la corriente de agua, de hielo flotante o de los materiales de arrastre deberán calcularse para resistir los máximos esfuerzos inducidos.

La presión de hielo sobre las pilas se calculara a razón de 2.79 M Pa. La presión de la corriente de agua sobre las pilas se calculara mediante la fórmula:

$$P = 515 KV^2 \dots\dots\dots (3)$$

Donde:

P =Presión, en Pa

V= Velocidad del agua en m/seg

K= Una constante que vale 1.375 para pilas con extremos rectangulares, 0.50 para pilas con extremos con parte –aguas en donde el ángulo es de 30° o menos y 0.67 para pilas de sección circular.

SUPRESION

La supresión deberá tomarse en cuenta en el grado que afecte tanto al proyecto de cualquier subestructura, incluyendo pilotes hincados, como al proyecto de la superestructura.

PRESIONES DEBIDAS AL EMPUJE DE TIERRAS

Las estructuras destinadas a contener los rellenos de tierra, se proyectarán para resistir las presiones dadas por la formula de Ranking; pero ninguna estructura se proyectará para una presión menor que a la equivalente a la de un fluido con peso de 480 kg/m³.

Es importante mencionar que todo proyecto deberá incluir el drenaje adecuado y suficiente para los rellenos, (agujeros de escurrimiento, colocación de piedra triturada o grava, tubos para drenar, drenes de grava o drenes perforados).

ESFUERZOS POR SISMO

En las regiones donde pueden presentarse fenómenos sísmicos, las estructuras deberán proyectarse para resistir los movimientos sísmicos tomando en consideración la relación entre el sitio y zonas sísmicas de las fallas activas, la respuesta sísmica del suelo en el sitio, y las características de la respuesta dinámica de toda la estructura.

3.3 Análisis transversal de cargas vivas

El análisis transversal tiene por objeto evaluar el efecto, sobre las vigas longitudinales, que produce la excentricidad de la carga viva que actúa en un puente.

Específicamente, este análisis consiste en definir, mediante el uso de métodos simplificados, los coeficientes de distribución transversal que indican la porción de una carga concentrada unitaria (P) que debe resistir cada una de las vigas longitudinales del puente, cuando dicha carga actúa con una excentricidad (e). Ver **Fig. No.10**

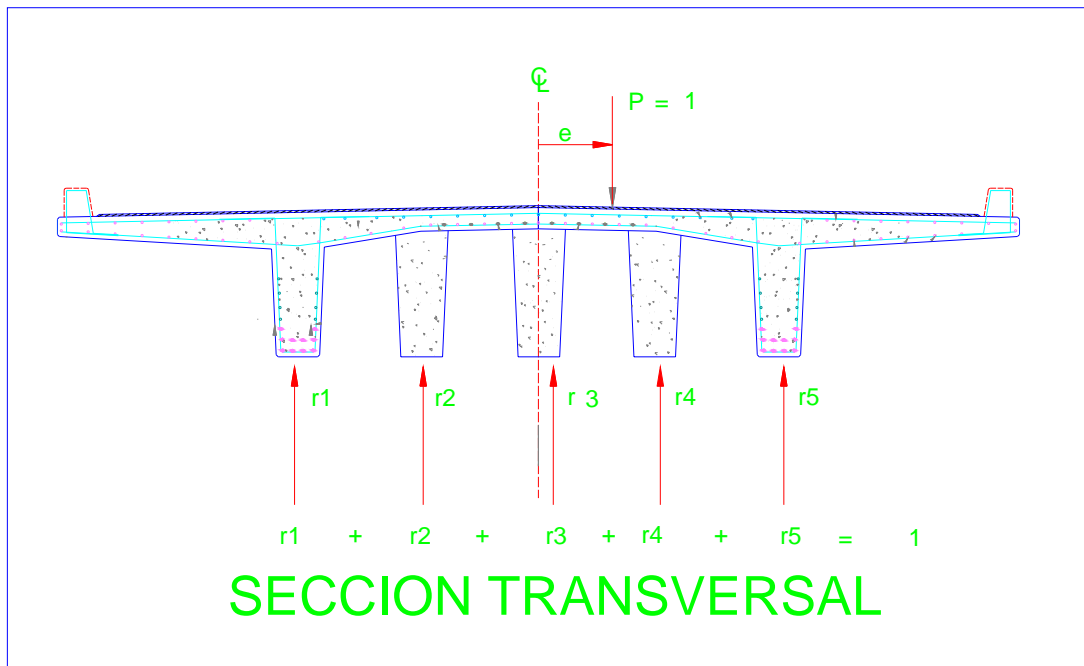


Fig. No.10 Distribución transversal de carga.

Se puede concluir, que el valor de los coeficientes de distribución transversal dependerá principalmente de la rigidez de la sección transversal, en particular de la rigidez de la sección transversal y de la de la rigidez de las vigas transversales, si estas existen.

Esta rigidez transversal puede variar en un rango muy amplio que va desde nula hasta infinita. Una rigidez transversal nula equivaldría a que cada una de las vigas longitudinales fuera independiente de las restantes, sin ninguna conexión; ver **Fig. No.11 a)** Por lo que toda la carga sería soportada por la viga sobre la que actúa, lo que corresponde a un coeficiente de distribución igual a uno para esa viga, y cero para las demás. En el caso de la rigidez transversal infinita, se considera que la deformación transversal bajo la acción de la carga será siempre recta **Fig. No.11 c)**, por lo que la carga será soportada por todas las vigas longitudinales. Sin embargo, en la realidad, la rigidez transversal corresponde comúnmente a un caso intermedio de los dos anteriores, con una deformación semejante a la indicada en la **Fig. No.11 b)**. En este caso como en el anterior, la carga es soportada por todas las vigas longitudinales. Como ya se dijo, la obtención de los coeficientes de distribución se realiza mediante métodos simplificados.

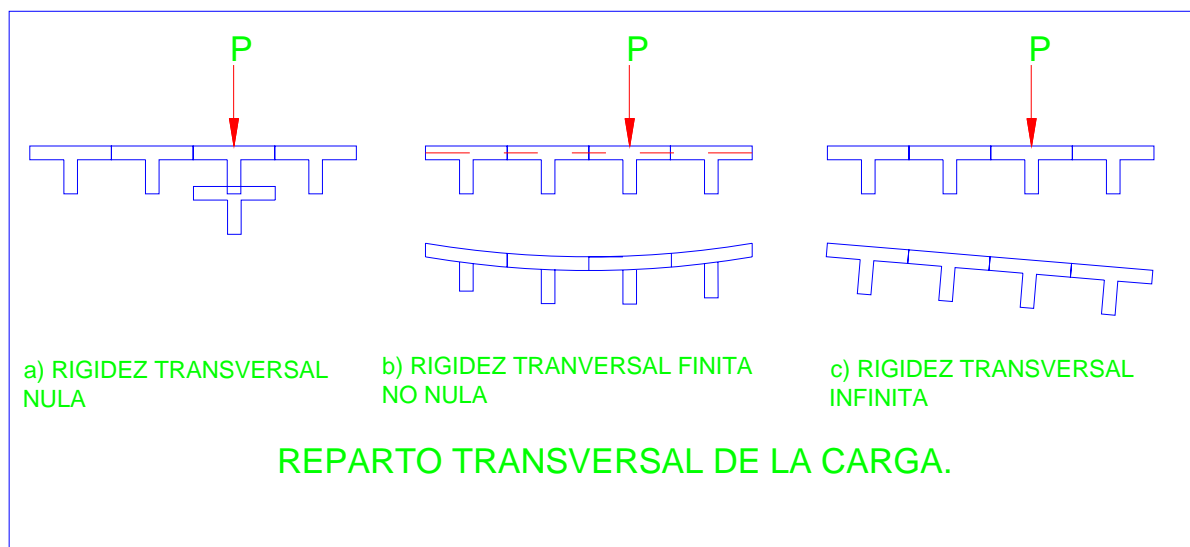


Fig. No.11 a), b) y c) Reparto transversal de la carga.

El método que emplearemos en nuestro caso y que se describe adelante es el de ENGESSER-CURBON. Es importante mencionar que existen dos tipos de grupos de métodos

simplificados y la diferencia estriba en la idealización que se hace de la sección transversal del puente por las condiciones especiales de rigidez y de apoyo de las vigas transversales.

ENGESSER-CURBON

En este método se considera que las vigas transversales son infinitamente rígidas, por lo que no se deformarán ante la acción de las cargas, solo sufrirán desplazamientos de cuerpo rígido donde sus ejes permanecen siempre rectos antes y después de las cargas, este método constituye el caso indicado en la Fig. No.11 c). Cuya expresión matemática es la siguiente:

$$C = \left(w \frac{1}{N} + \frac{e d_i}{\sum d_i^2} \right) \dots\dots\dots (4)$$

Donde:

N = Al número de traveses totales, adimensional

e = es la Excentricidad, en cm

d_i = Distancia entre traveses, en m

∑d² = Sumatoria de la distancia al cuadrado

w = El peso

C = Es el coeficiente obtenido, adimensional

3.1 Análisis y diseño estructural

Para una mayor comprensión del análisis y del diseño estructural de la superestructura se describirá un resumen teórico de la memoria de cálculo.

La secuencia que se describe es la más apropiada ya que conforme se van obteniendo resultados se aplican al cálculo siguiente esto con el objetivo de que se lleve a cabo como una metodología útil a seguir por el lector:

Trabe A.A.S.H.T.O. tipo IV. es la siguiente. Se obtienen los datos generales tanto de la losa, diafragmas y dimensiones de la trabe y se calculan las propiedades geométricas tanto de la sección simple como de la sección compuesta, posteriormente se realiza la determinación de los elementos mecánicos (análisis de carga muerta por trabe) y en el análisis se consideran los pesos de la trabe, losa, diafragma, carga muerta adicional y la carga viva HS-20. Después de obtener los elementos mecánicos por trabe estos se afectan por los respectivos factores de distribución transversal e impacto, para posteriormente realizar el análisis longitudinal de la carga viva con un modelo de carga tipo T3-S2 R4 el cual provoca los esfuerzos máximos en la estructura obteniendo el cortante máximo y momento máximo respectivamente. Continuando con este análisis se realiza la determinación de los esfuerzos y una vez conociendo estos se realiza el cálculo de acero de preesfuerzo determinando el número de torones que requiere cada trabe, seguido de la revisión de los esfuerzos por preesfuerzo, el cálculo de las pérdidas por preesfuerzo y finalmente el cálculo de los esfuerzos finales

Losa: el diseño de la losa de la superestructura se realizó de manera convencional por la teoría elástica analizando la losa en voladizo y la losa entre trabes con la carga de diseño y con un peralte de 16 cm.

Diafragmas: tienen la función de dar mayor rigidez transversal a la superestructura y fueron diseñados de manera convencional por la teoría elástica para soportar su peso propio y el peso correspondiente a su área tributaria de la losa y la carga de diseño una rueda del camión.

Datos Generales para Diseño de Trabe Presforzada
Propiedades del Punte

Longitud Total	25.600	m
Claro	25.000	m
No. de Claros	1.000	
Ancho Total	10.000	m
Ancho de Calzada	9.200	m
No. de Carriles	3.000	
Tipo de Pavimento	Asfalto	
Peso Volumétrico del Pavimento	2.200	ton/m ³
Ancho de Pavimento	9.200	m
*Espesor del Pavimento	0.100	m
No. de Banquetas	0.000	
Ancho de Banqueta	0.000	m
Peso de Banqueta por @ m. l.	0.200	ton/m
No. de Guarniciones	2.000	
Ancho de Guarnición	0.400	m
Peso de Guarnición por @ m. l.	0.300	ton/m
No. de Parapetos	2.000	
Peso de Parapeto por @ m. l.	0.250	ton/m
Carga Viva Peatonal	0.000	ton/m ²
Tipo de Carga Viva Vehicular	T3 S2 R4	

Losa

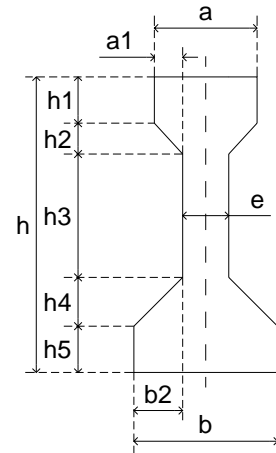
Espesor de Losa	0.200	m
Ancho Efectivo entre trabes	1.600	m
Concreto f'c	250.000	kg/cm ²
Acero de Refuerzo fy	4200.000	kg/cm ²
Acero de Refuerzo fs	2000.000	kg/cm ²

Datos Generales para Diseño de Trabe Presforzada (continuación=

Propiedades del Puente

Trabe

Tipo de Trabe	AASHTO IV	
No. de Trabes	6.000	
Separación entre Trabes	1.600	m
a	0.500	m
a1	0.150	m
b	0.660	m
b2	0.230	m
e	0.200	m
h	1.350	m
h1	0.200	m
h2	0.150	m
h3	0.570	m
h4	0.230	m
h5	0.200	m
Concreto f'c	350.000	kg/cm ²
Acero de Refuerzo fy	4200.000	kg/cm ²
Acero de Refuerzo fs	2000.000	kg/cm ²
Acero de Preesfuerzo fy	19000.000	kg/cm ²



Diafragma

No. de Diafragmas por Claro	3.000	
Extremos	2.000	
Intermedios	1.000	
Espesor	0.300	m

Otros Datos

Peso Volumétrico Concreto	2.400	ton/m ³
---------------------------	-------	--------------------

Determinación de Propiedades Geométricas

Croquis	Figura	b (m)	h (m)	Área (m ²)	y (m)	A*y (m ³)	d _y (m)	A*d _y ² (m ⁴)	I ₀ (m ⁴)
	1	0.500	0.200	0.1000	1.250	0.1250	0.6351	0.040339	0.000333
	2	0.200	0.950	0.1900	0.675	0.1283	0.0601	0.000687	0.014290
	3	0.660	0.200	0.1320	0.100	0.0132	-0.5149	0.034992	0.000440
	4	0.150	0.150	0.0225	1.100	0.0248	0.4851	0.005295	0.000014
	5	0.230	0.230	0.0529	0.277	0.0146	-0.3382	0.006051	0.000078
				0.4974		0.3058		0.087364	0.015155

Propiedades Geométricas Para la Sección Simple

Área=	0.4974	m ²	h=	1.3500	m	$I_x=I_0+A*d_y^2=$	0.1025	m ⁴
			y _s =	0.7351	m	S _s =	0.1395	m ³
			y _i =	0.6149	m	S _i =	0.1667	m ³

Determinando Ancho Contribuyente de Losa

$$\begin{aligned}
 L &= 8.000 \\
 L/4 &= 2.000 \\
 d=c. \text{ a c.} &= 1.600 \\
 12t+b' &= 2.600
 \end{aligned}$$

*Nota: El ancho que rige será el menor a 1.80 m

Determinando Ancho Efectivo de Losa

$$b_{\text{real}} = 1.352 \text{ m}$$

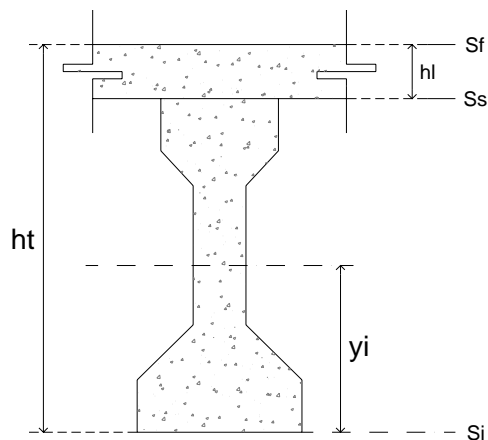
Determinación de Propiedades Geométricas (continuación)

Figura	b (m)	h (m)	Área (m ²)	y (m)	A*y (m ³)	d _y (m)	A*d _y ² (m ⁴)	I ₀ (m ⁴)
Losa	1.352	0.200	0.2704	1.450	0.3922	0.5410	0.079151	0.000901
Trabe	-	-	0.4974	0.615	0.3058	-0.2941	0.043036	0.102519
			0.7678		0.6980		0.122187	0.103420

Propiedades Geométricas Para la Sección Compuesta

	h _t =	1.5500 m		I _x =I ₀ +A*d _y ² =	0.2256 m ⁴
Área=	y _s =	0.4410 m		S _s =	0.5116 m ³
0.7678 m ²	y _i =	0.9090 m		S _i =	0.2482 m ³

Croquis



Análisis de Carga Muerta Por Trabe

Carga Muerta

Trabe

w=	1.194	ton/m	(Peso propio)
V _{max} =	14.922	ton	
M _{max} =	93.263	ton- m.	

Losa

w=	0.768	ton/m	(Peso propio)
V _{max} =	9.600	ton	
M _{max} =	60.000	ton- m	

Diafragma

área=	1.475	m ²	
p=	1.062	ton	
V _{max} =	0.531	ton	
M _{max} =	6.636	ton- m	

Carga Muerta Adicional

Pavimento=	2.024	ton/m	
Banqueta=	0.000	ton/m	
Guarnición=	1.440	ton/m	
Parapeto=	0.500	ton/m	
w _{c.m.a.} =	3.964	ton/m	Total
w_{c.m.a.}=	0.661	ton./m.	(por @ trabe)
V _{max} =	8.258	ton	
M _{max} =	51.615	ton- m	

Carga Viva (HS-20)

V _{max} =	41.100	ton	
M _{max} =	232.930	ton-m	

Elementos Mecánicos por Trabes afectado por los respectivos factores de distribución transversal e impacto

V _{max} =	22.514	ton	
M _{max} =	127.595	ton- m	

Análisis longitudinal de carga viva

Modelo de Carga: T3-S2-R4

Cargas:	Cálculo de la Excentricidad
a 7.5 ton	x= 9.07 m
b 7.5 ton	e= 0.78 m
c 7.5 ton	
d 7.5 ton	
e 7.5 ton	
f 7.5 ton	
g 7.5 ton	
h 7.5 ton	
i 4.5 ton	$\Sigma = 64.5$ ton

Distancias entre cargas:

ab 1.20 m	
bc 4.25 m	
cd 1.20 m	
de 3.20 m	
ef 1.20 m	
fg 4.25 m	
gh 1.20 m	
hi 3.50 m	$\Sigma = 20$ m

Longitud de la Viga

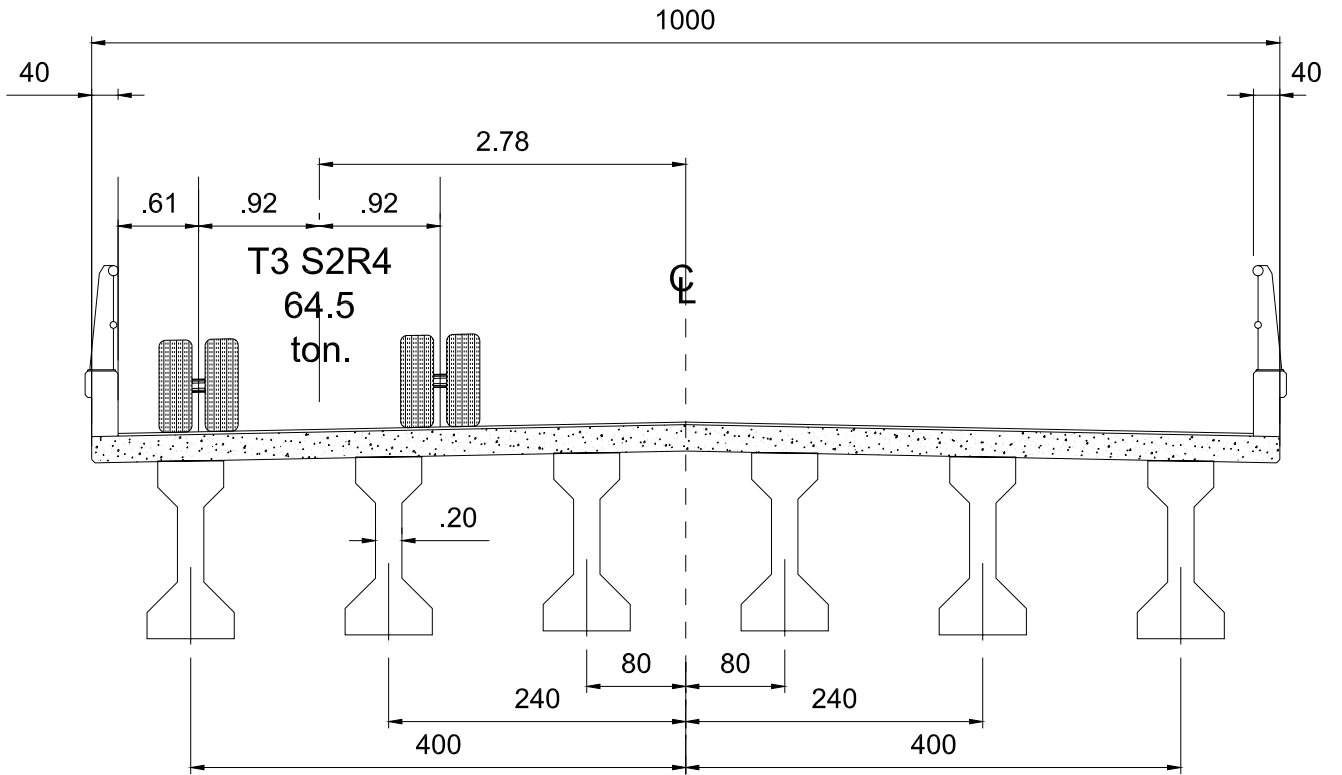
l	Se calcula el cortante máximo								
	a	b	c	d	e	f	g	h	i
d	25.000	23.800	19.550	18.350	15.150	13.950	9.700	8.500	5.000
y	1.000	0.952	0.782	0.734	0.606	0.558	0.388	0.340	0.200
p	7.500	7.500	7.500	7.500	7.500	7.500	7.500	7.500	4.500
p*y	7.500	7.140	5.865	5.505	4.545	4.185	2.910	2.550	0.900
V max(+)	41.100 ton.								

Se calcula el momento máximo

	a	b	c	d	e	f	g	h	i	
d	3.040	4.240	8.490	9.690	12.890	12.110	10.910	6.660	5.460	1.960
y	1.473	2.054	4.113	4.694	6.244	5.625	3.434	2.815	1.011	
p	7.500	7.500	7.500	7.500	7.500	7.500	7.500	7.500	7.500	4.500
p*y	11.045	15.404	30.844	35.204	46.829	42.189	25.754	21.114	4.547	
M max(+)		232.930		ton-m						

**Coefficientes de Distribución Transversal de la Carga Viva Aplicando el
Método de Courbon**

PUENTE CARRETERO FORMADO POR SUPERESTRUCTURA CON TRABES DE CONCRETO PRESFORZADO Y
SUBESTRUCTURA DE CONCRETO REFORZADO CON SOLUCIÓN ESTRUCTURAL ISOSTÁTICA.



Datos:

Modelo de Carga: T3 S2 R4

Cargas	
T3 S2 R4	64.500 ton
Distancia entre Ejes:	1.830 m
Distancia al Primer Eje por Carril de Circulación:	0.610 m
a	0.800
b	2.400
c	4.000

Nota: Se toma como eje cero el eje de trazo del camino.

*Nota: las cargas se consideran aplicadas al centro de la distancia entre ejes.

Calculando Excentricidad	e=	3.075 m
	$\Sigma d^2=$	44.800 m ²

Calculando Coeficientes de Distribución por Trabe

$$C = w \left(\frac{1}{N} \pm \frac{e \cdot d_i}{\sum d_i^2} \right)$$

C₁=	0.4412	w
C ₂ =	0.3314	w
C ₃ =	0.2216	w
C ₄ =	0.1118	w
C ₅ =	0.0019	w
C ₆ =	-0.1079	w

Coeficientes de Distribución Transversal de la Carga Viva Aplicando el Método AASHTO

Fd= 0.9524
Fd= 0.4762 (dividiendo a 2 ruedas por @ carril)

Factor de Impacto

***i= 0.2415**

*Nota: el factor de impacto debe ser ≤ 30%

Determinación de esfuerzos

Concepto	Esfuerzos (ton/m ²)		Combinación (ton/m ²)	
	f _s	f _i	f _s	f _i
Preesfuerzo	-616.07	1761.67		
Peso Propio Trabe	668.76	-559.35	52.68	1202.31
Losa y Diafragma	477.82	-399.66	530.51	802.66
C. M. Adicional	100.89	-207.97	631.40	594.69
Carga Móvil	249.40	-514.11	880.80	80.59
		-		
		1681.079		

Nota:

- tensión
- + compresión

Compresiones en la columna de esfuerzos combinados deben ser < 0.4f_c=1400 tn./m.²

Acero de preesfuerzo

Calculando la excentricidad del acero de Preesfuerzo

Proponiendo y'

$$y' = 0.100 \text{ m}$$

$$e = 0.515 \text{ m}$$

$$P = -329.724 \text{ ton/m}^2$$

$$A_{S_{\text{preesfuerzo}}} = 28.9232 \text{ cm}^2$$

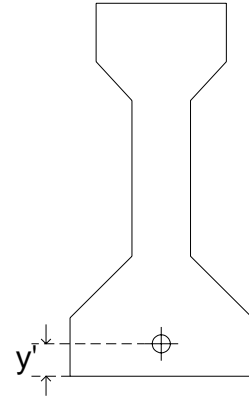
Tamaño Comercial de Torones

$$\phi = 1.2700 \text{ cm}$$

$$a = 0.9871 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ de Torones} = 29.3012$$

$$\text{Aproximadamente} = 30 \text{ torones}$$



$$y'_{30 \text{ torones}} = 8.000 \text{ cm}$$

$$e = 0.535 \text{ cm}$$

$$P = 337.588 \text{ ton}$$

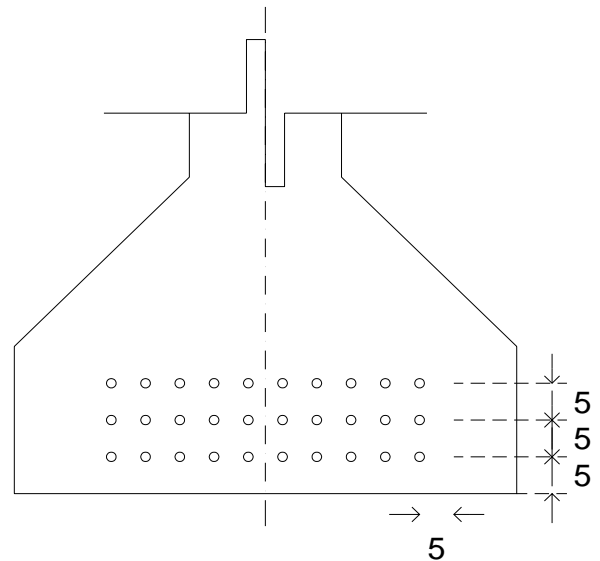
Esfuerzos por preesfuerzo.

$$f_s = -616.073$$

$$f_i = 1761.667 > -1681.079$$

Nota: $f_i > \sum f_i$

Como $f_i > \sum f_i$ por lo tanto se acepta el numero de torones



Calculo de las perdidas del preesfuerzo

Calculo de las Perdidas

#TORONES=	30	
y' _{30 torones} =	8.000	cm
e=	0.535	cm
P=	337.588	ton

Perdidas en la Transferencia:

a) Relajación del Acero de Preesfuerzo (R.E.T.)

t ₁ =	1/24	días
t ₂ =	3/4	días
f _{pu} =	19000	kg/cm ²
f _{st} =	0.75*f _{pu}	kg/cm ²
f _{py} =	0.90*f _{pu}	kg/cm ²
f _{st} =	14250	kg/cm ²
f _{py} =	17100	kg/cm ²

$$R.E.T. = f_{st} \{ [\log 24 t_2 - \log 24 t_1] / 45 \} - [(f_{st}/f_{py}) - 0.55]$$

$$((f_{st}/f_{py}) - 0.55) \geq 0.05$$

$$((f_{st}/f_{py}) - 0.55) = 0.2833 > 0.05 \text{ se calcula según fórmula}$$

$$R.E.T. = 112.63$$

b) Acortamiento Elástico

$$E_s = (E_s / E_{ci}) * f_{cir}$$

$$E_s = \frac{\frac{P}{A_c} + \frac{P e^2}{I} - \frac{M_{sw}}{I} e}{\frac{E_{ci}}{E_s} + \frac{A_s}{A_c} + \frac{A_s}{I} e^2}$$

P=	418650.06	kg
A _c =	4974.00	cm ²
A _s =	29.61	cm ²
I=	10251890.03	cm ⁴

PUENTE CARRETERO FORMADO POR SUPERESTRUCTURA CON TRABES DE CONCRETO PRESFORZADO Y SUBESTRUCTURA DE CONCRETO REFORZADO CON SOLUCIÓN ESTRUCTURAL ISOSTÁTICA.

e=	53.49	cm
M _{sw} =	9326250	kg/cm ²
E _s =	1968587.00	kg/cm ²
f' _c =	315.00	kg/cm ²
f' _c =	4480.37	Psi
W=	2400.00	kg/cm ³
w=	150.00	lb/ft ³
E _c =	4057960.52	Psi
E _{ci} =	285301.72	Kg/cm ²
E_s=	957.2	Kg/cm²
	13615.0	Psi
Per=	1069.85	Kg/cm²
	7.5	%

Perdidas Finales

a) Contracción del Concreto:

S _H =	17000-150(R _H)	Psi
R _H =	75	
S_H=	5750	Psi
	404.24	Kg/cm²

b) Flujo Plástico del Concreto

$$Crc = 12f_{cir} - 7f_{cds}$$

$$P_i = 390303.82 \quad \text{kg}$$

$$P_i/A_c = 78.47 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$\frac{P_i * e^2}{I} = 108.92 \quad \text{Kg/cm}^2$$

$$\frac{M_{sw} * e}{I} = 48.66 \quad \text{Kg/cm}^2$$

$$f_{cir} = 138.73 \quad \text{Kg/cm}^2$$

$$f_{cds} = \frac{M_{ld} * e}{I_{ss}} + \frac{M_{cma} * e_{sc}}{I_{sc}}$$

$$e_{sc} = y_i - y_y$$

$$e_{sc} = 82.90 \quad \text{cm}$$

$$f_{cds} = 53.73 \quad \text{Kg/cm}^2$$

$$Crc = \begin{matrix} 1288.61 & \text{Kg/cm}^2 \\ 18328.39 & \text{Psi} \end{matrix}$$

c) Relajación del acero a largo plazo.

$$Crs = 5000 - 0.1E_s - 0.05(SH + Crc)$$

$$Crs = \begin{matrix} 2701.87 & \text{Psi} \\ 189.960 & \text{Kg/cm}^2 \end{matrix}$$

Perdidas Totales

$$P.T. = SH + Crc + Crs + E_s$$

$$P.T. = 2840.03 \quad \text{Kg/cm}^2$$

Como Porcentaje

$$19.93 \quad \%$$

Revisión de Esfuerzos

$$\frac{P_i * e^2}{I} = 108.92 \quad \text{Kg/cm}^2$$

$$\frac{M_{sw} * e}{I} = 48.66 \quad \text{Kg/cm}^2$$

$$f_{cir} = 138.73 \quad \text{Kg/cm}^2$$

$$f_{cds} = \frac{M_{ld} * e}{I_{ss}} + \frac{M_{cma} * e_{sc}}{I_{sc}}$$

$$e_{sc} = y_i - y_y$$

$$e_{sc} = 82.90 \quad \text{cm}$$

$$f_{cds} = 53.73 \quad \text{Kg/cm}^2$$

$$\mathbf{Crc} = \mathbf{1288.61 \quad \text{Kg/cm}^2}$$

$$\mathbf{18328.39 \quad \text{Psi}}$$

c) Relajación del acero a largo plazo.

$$\mathbf{Crs} = \mathbf{5000 - 0.1E_s - 0.05(SH + Crc)}$$

$$\mathbf{Crs} = \mathbf{2701.87 \quad \text{Psi}}$$

$$\mathbf{189.960 \quad \text{Kg/cm}^2}$$

Perdidas Totales

$$\mathbf{P.T.} = \mathbf{SH + Crc + Crs + E_s}$$

$$\mathbf{P.T.} = \mathbf{2840.03 \quad \text{Kg/cm}^2}$$

Como Porcentaje

$$\mathbf{19.93 \quad \%}$$

Se revisaran los esfuerzos temporales al momento de aplicar el preesfuerzo

$$\#_{TORONES} = 30$$

$$a_{TORON} = 0.9871 \quad \text{cm}^2$$

$$f_{yi} = 0.75 f_{y \text{ TORONES}}$$

fy_i=	14250	Kg/cm²
RET=	112.63	Kg/cm²
ES=	957.22	Kg/cm²

$$P_i = \frac{\#_{\text{TORONES}} \cdot a_{\text{TORON}} \cdot (f_{y_i} - \text{RET} - \text{ES})}{10^3}$$

P_i=	390.30	ton
M_{P.PROPIO TRABE}=	93.26	ton- m
e=	0.535	m
A=	0.497	m²
S_s=	0.139	m³
S_i=	0.167	m³

Esfuerzos Iniciales

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{P \cdot e}{S} \pm \frac{M_{P.PROPIO}}{S}$$

f_s=	-43.52	ton/m²
f_i=	1477.40	ton/m² < 0.6f'c=2100 ton/m²

Calculo de longitudes de desadherencias

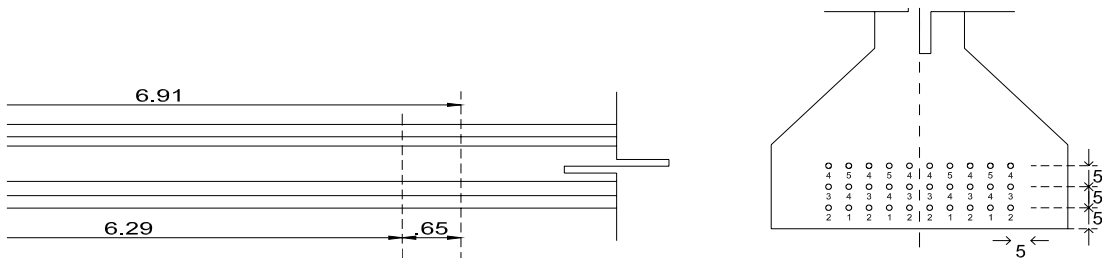
$$x = \frac{L}{2} - \sqrt{\frac{n}{N} \cdot \frac{L}{2}}$$

L=	25	m.
N=	30	torones
T_{CORRIDOS}=	10	torones corridos #4
	3.333333333	de 6 torones
n=	6	torones por desadherir

Para 6 torones #1 y 2 desadheridos

x=	6.91	m
L_{ADHERENCIA DE TORONES}=	50	φ
L_{ADHERENCIA DE TORONES}=	63.5	≈ 65 cm

PUENTE CARRETERO FORMADO POR SUPERESTRUCTURA CON TRABES DE CONCRETO PRESFORZADO Y
SUBESTRUCTURA DE CONCRETO REFORZADO CON SOLUCIÓN ESTRUCTURAL ISOSTÁTICA.



Revisión de Esfuerzos

$$M = \left[1 - \left(\frac{\frac{L}{2} - x}{\frac{L}{2}} \right)^2 \right] M_{c.c.}$$

M = 0.800 * M_{c.c.}

Centroide de Torones

y = 7 cm

Excentricidad

e = 0.545 m

P_{SERVICIO} = 267.639 ton

F_s = -507.61 ton/m²

f_i = 1412.69 ton/m² < 0.6f'_c = 2100 ton/m²

Concepto	Esfuerzos (ton/m ²)		Combinación (ton/m ²)	
	f _s	f _i	f _s	f _i
Preesfuerzo	-507.61	1412.69		
Peso Propio Trabe	535.01	-447.48	27.39	965.21
Losa y Diafragma	382.26	-319.72	409.65	645.49
C. M. Adicional	80.71	-166.37	490.36	479.12
Carga Móvil	199.52	-411.29	689.89	67.83

Para 6 torones #1 y 2 desadheridos

x = 6.91 m

Revisión de Esfuerzos

$$M = \left[1 - \left(\frac{\frac{L-x}{2}}{\frac{L}{2}} \right)^2 \right] M_{c.c.}$$

M = 0.800 * M_{c.c.}

Centroide de Torones

y = 6.000 cm

Excentricidad

e = 0.555 m

P_{SERVICIO} = 267.639 ton

f_s = -526.80 ton/m²

f_i = 1428.75 ton/m² < 0.6f'_c=2100 ton/m²

Concepto	Esfuerzos (ton/m ²)		Combinación (ton/m ²)	
	f _s	f _i	f _s	f _i
Preesfuerzo	-526.80	1428.75		
Peso Propio Trabe	535.01	-447.48	8.20	981.26
Losa y Diafragma	382.26	-319.72	390.46	661.54
C. M. Adicional	80.71	-166.37	471.17	495.17
Carga Móvil	199.52	-411.29	670.70	83.88

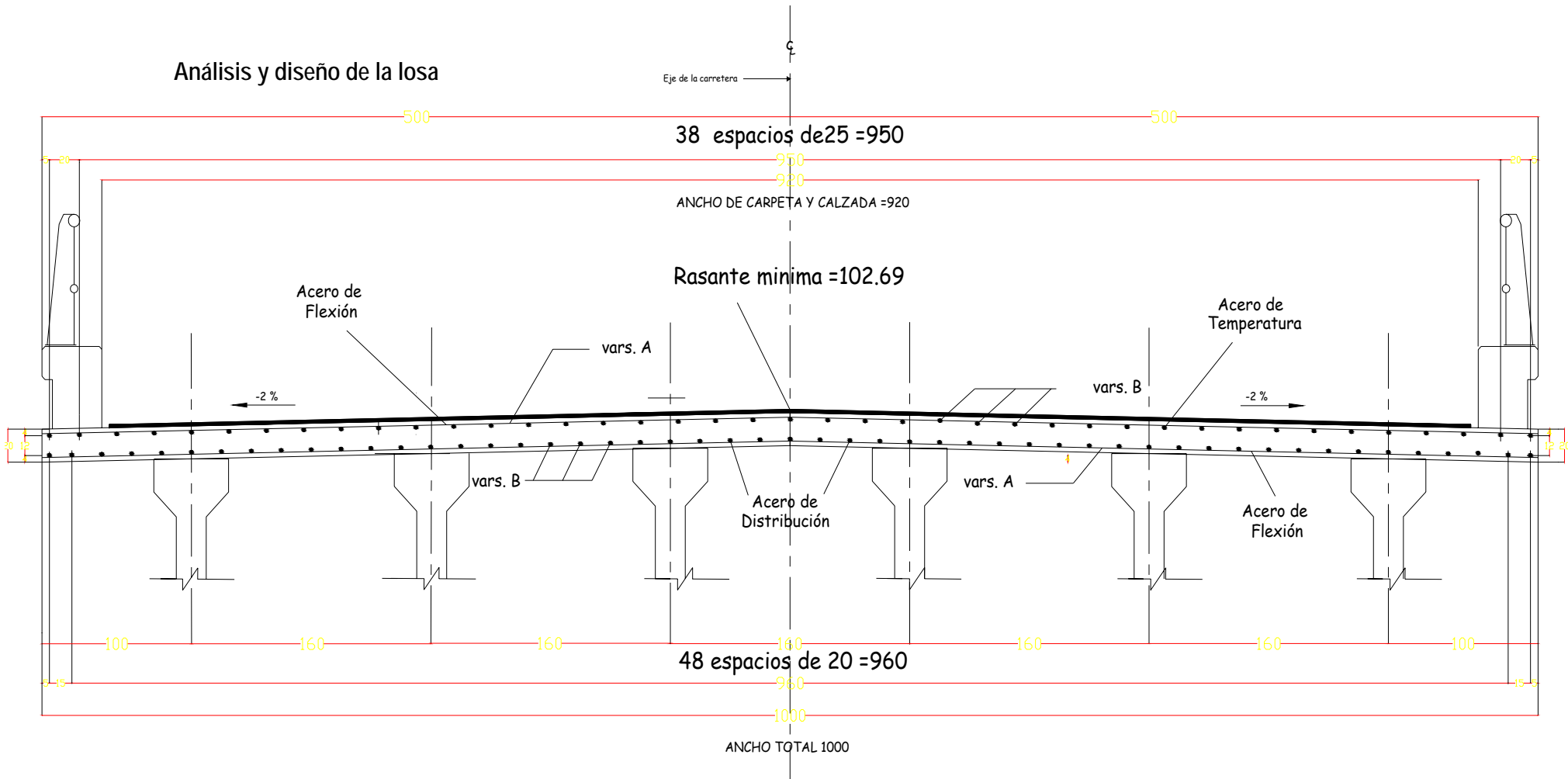
Nota:

- tensión
- + compresión

Compresiones en la columna de esfuerzos combinados deben ser < 0.4f'_c=1400 ton/m²

PUENTE CARRETERO FORMADO POR
 SUPERESTRUCTURA CON TRABES DE
 CONCRETO PRESFORZADO Y SUBESTRUCTURA
 DE CONCRETO REFORZADO CON SOLUCIÓN
 ESTRUCTURAL ISOSTÁTICA.

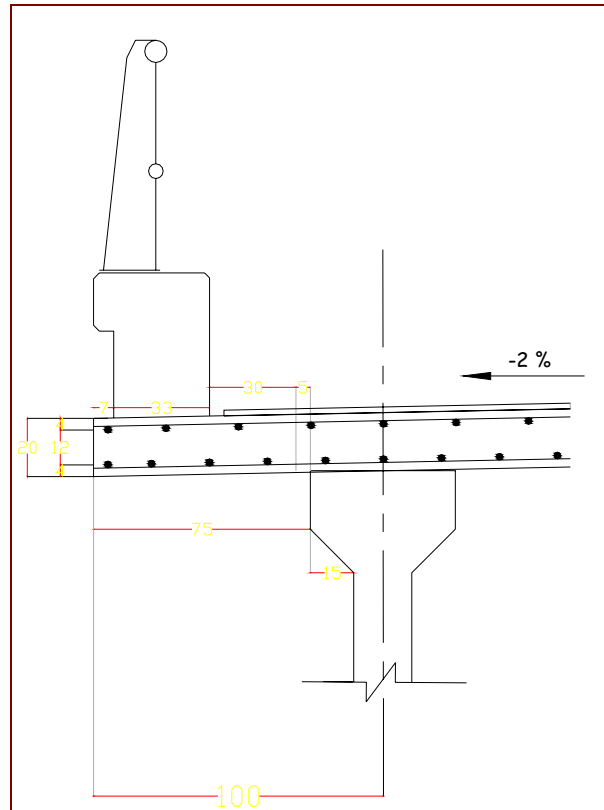
Análisis y diseño de la losa



SECCION TRANSVERSAL

ESC. 1:25

Analizando losa en voladizo



Carga muerta

Elemento	W (ton/m)	b (m)	M (ton-m/m)
Parapeto	0.25	0.55	0.138
Guarnición	0.3	0.55	0.165
Asfalto	0.0924	0.175	0.016
Losa	0.36	0.375	0.135
		M_{C. M.}=	0.454

Carga Móvil

x=	0.05	m
Ancho de Distribución E=	0.8x+1.143	
E=	1.183	m
*P=	7.26	ton

* (Corresponde al peso en una rueda de un vehículo HS-20)

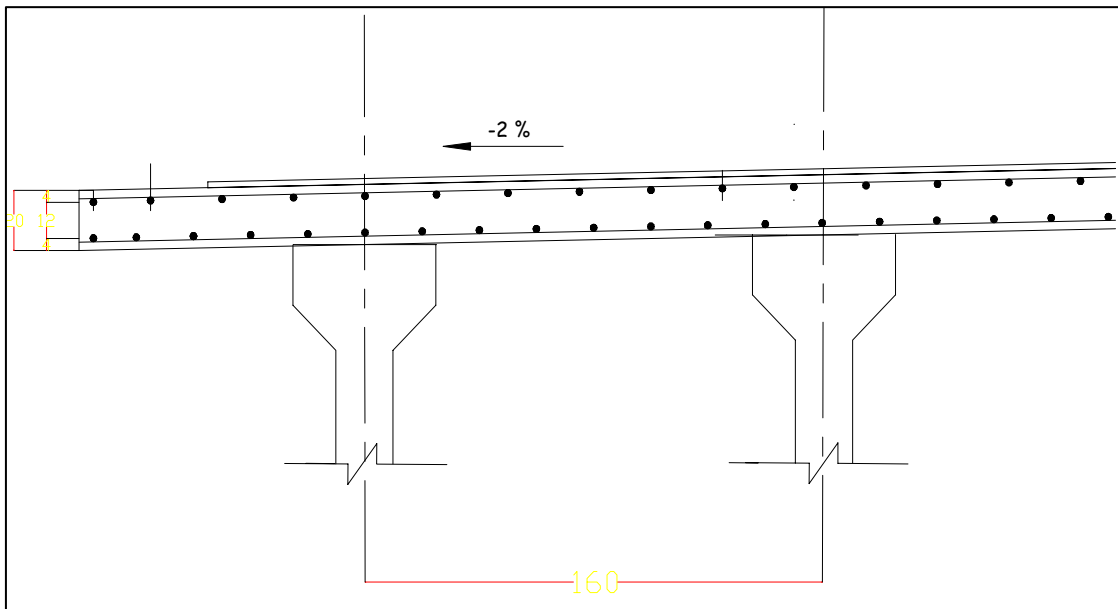
$$M_{C.V.} = \frac{P}{E} x$$

$$M_{C.V.} = 0.31 \quad \text{ton-m/m}$$

$$M_{TOTAL} = M_{C.V.} + M_{C.M.}$$

$$M_{TOTAL} = 0.761 \quad \text{ton-m/m}$$

Analizando Losa entre traveses:



Carga Muerta

$$W = W_{\text{LOSA}} + W_{\text{ASFALTO}}$$

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

$$L = 1.400 \text{ m}$$

$$L = 4.593 \text{ in}$$

$$**M = W L^2 / 10$$

** Se considera que la condición de apoyo es de semiempotrado.

$$M = 0.146 \text{ ton-m/m}$$

Carga Viva

$$M_{C. v. + I} = \frac{S + 2}{32} PI$$

$$M_{C. v. + I} = 1.945 \text{ ton- m/m}$$

$$M_{\text{TOTAL}} = 2.090 \text{ ton-m/m}$$

Diseño de Losa
Revisando el Peralte

$$d = \sqrt{\frac{M * 10^5}{Kb}}$$

***K= 14.85

***Corresponde a un concreto de $f'c=200 \text{ kg/cm}^2$

b= 100 cm

d= 11.86 cm

d < 16 cms. Por lo tanto se acepta
peralte Propuesto

d= 16.00 cm

Acero de Refuerzo a Flexión

$$A_{S_{FLEXIÓN}} = \frac{M * 10^5}{f_s * j * d}$$

j= 0.9

f_s= 2000

A_{S_{FLEXIÓN}}= 7.26 cm²

$$S = \frac{A_v * 100}{A_s}$$

S_{#4}= 17.50 cm

Acero de Refuerzo por Distribución

$A_{S_{DISTRIBUCIÓN}}=$	$\% A_{S_{FLEXIÓN}}=$	$\frac{220}{\sqrt{3.28L}}$	<67%
$A_{S_{DISTRIBUCIÓN}}=$	103		%>67%. colocar el 67%
$A_{S_{DISTRIBUCIÓN}}=$	4.86	cm²	
$S_{\#4}=$	26.12	cm	

Acero por Temperatura

$A_{S_{TEMPERATURA}}=$	0.0015bh		
b=	100	cm	
h=	20	cm	
$A_{S_{TEMPERATURA}}=$	3.00	cm²	
$S_{\#5}=$	23.67	cm	

CAPITULO 4 SUBESTRUCTURA

4.1 Elección del tipo.

Es importante mencionar que el tipo de superestructura empleado en nuestro puente, *esta formada por vigas simplemente apoyadas* ya que esta es una manera sencilla de estructurar el puente y facilita su construcción, por ello atendiendo a la manera a la que se estructuro la superestructura era necesario proyectar los apoyos extremos de tal manera que se pensó en una solución estática capaz de resistir las solicitaciones inducidas por la acciones de la superestructura ya que en caso de un evento sísmico requerirá de que tales apoyos garantizaran la resistencia a la fuerza sísmica, también se tomo en consideración que el material debería de ser capaz de resistir la acción de los momentos flexionantes, y considerando que en nuestro país tiene una basta experiencia en este tipo de construcción de puentes por esto se decidió que los apoyos extremos fueran estribos de concreto reforzado.

4.2 Cargas

Las cargas empleadas que nos sirven para diseñar el estribo y la zapata que conforman la subestructura ya han sido antes mencionadas en el capítulo 3 de esta tesis el cual hace mención de las cargas que actúan en un puente por lo cual solo las describiremos brevemente en forma de lista para recordarlas

Carga muerta

Carga vivas

Empuje de tierras

4.3 Efecto sísmico.

Con respecto a el efecto sísmico en las regiones donde puede presentarse fenómenos sísmicos, las estructuras deberán proyectarse para resistir los movimientos sísmicos tomando en consideración la relación entre el sitio y la zona sísmica de las fallas activas, la respuesta sísmica del suelo en el sitio, y las características de la respuesta dinámica de toda la estructura, de acuerdo al siguiente criterio que este tesis presenta el cual se basa en el método de la fuerza estática equivalente

La propuesta esta referida a puentes regulares (normales o con un esviajamiento moderado) de 40 metros de claro máximo y una altura máxima de pilas de 20 metros.

METODO DE LA FUERZA ESTATICA EQUIVALENTE

Para estructuras con miembros de apoyo que tengan aproximadamente la misma rigidez, puede aplicárseles una fuerza horizontal equivalente (EQ). La distribución de la fuerza considera la rigidez de la superestructura y los miembros de apoyo, la condición de empotramiento y el esviajamiento de la estructura.

$$EQ = (C)(F)(W) \dots\dots\dots (5)$$

EQ = Fuerza estática horizontal equivalente aplicada en el centro de gravedad de la estructura, en kg.

F = Factor sísmico de estructuración.

F = 1.0 para estructuras donde las columnas o pilas resisten aisladamente las fuerzas horizontales.

F = 0.8 para estructuras donde los marcos continuos resisten las fuerzas horizontales aplicadas a lo largo de la estructura.

W = Carga muerta total de la estructura en kg.

$$C = (A)(R)\left(\frac{S}{Z}\right) \dots\dots\dots (6)$$

C = Coeficiente de respuesta combinado. El coeficiente "C" calculado no será menor que 0.10 para estructuras con "A" mayor o igual a 0.3g y 0.06 para estructuras con "A" menor que 0.3 g.

Pueden utilizarse los valores de los coeficientes para diversos espesores del aluvión sobre material rocoso, dados en las figuras (Figuras 12, 13, 14, 15)

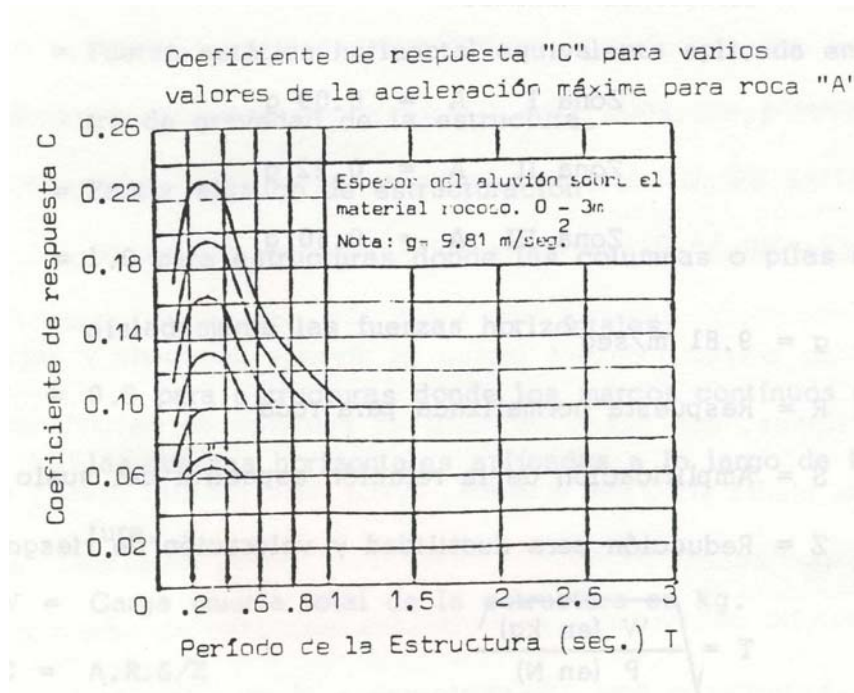


Fig. No. 12 Coeficiente de respuesta combinado.

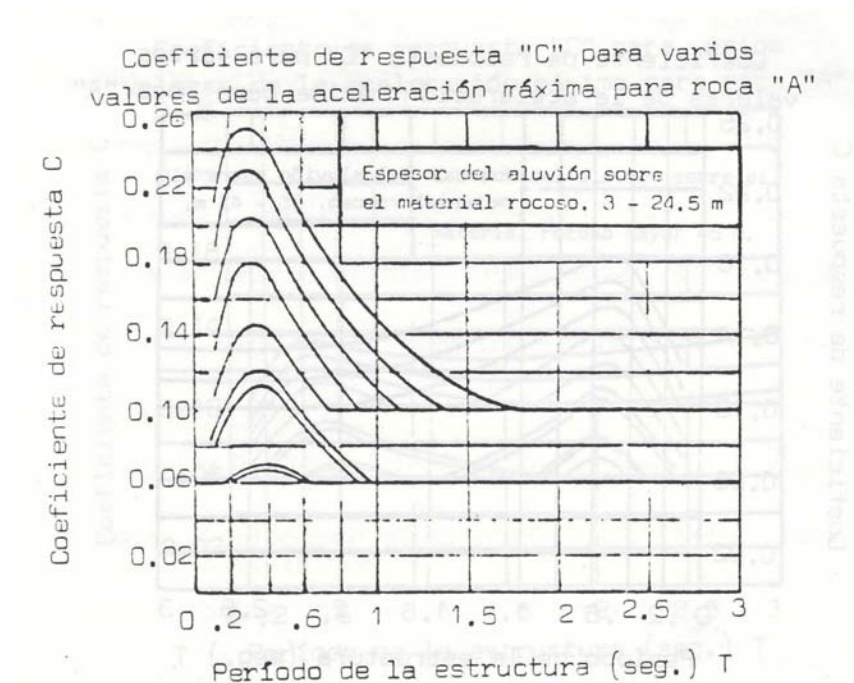


Fig. No. 13 Coeficiente de respuesta combinado.

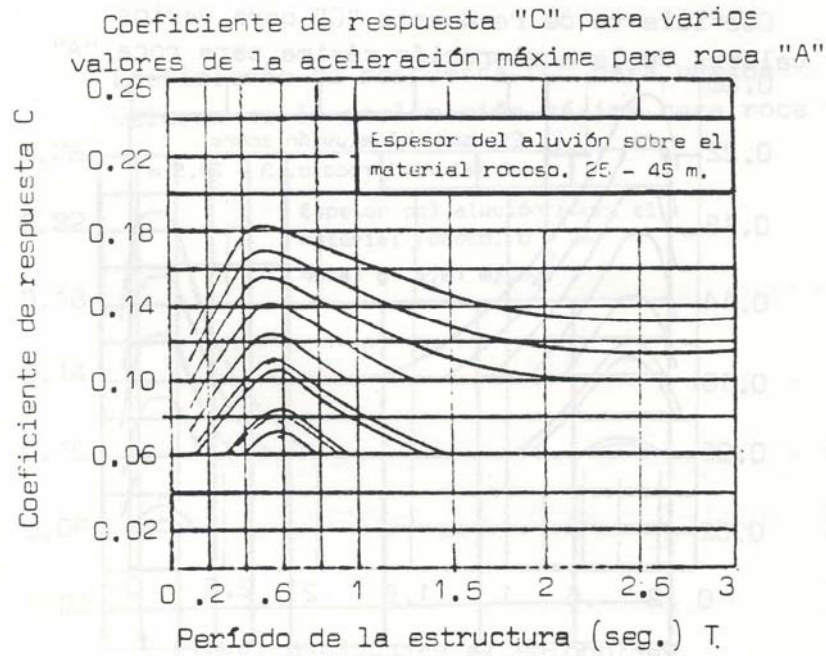


Fig. No. 14 Coeficiente de respuesta combinado.

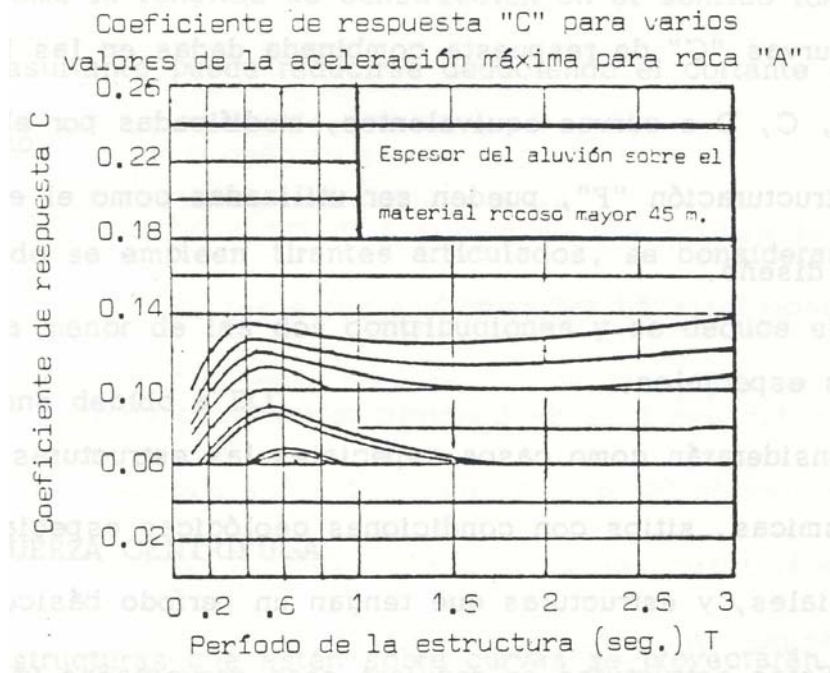


Fig. No. 15 Coeficiente de respuesta combinado.

A = Aceleración máxima esperada en el sitio, para roca. Para casos prácticos se usarán los valores más exactos de las aceleraciones máximas de acuerdo a la zona:

Zona I A	0.09 g
Zona II A	0.22 g
Zona III A	0.50 g

G = 9.81 m / seg²

R = Respuesta normalizada para roca

S = Amplificación de la relación espectral del suelo.

Z = Reducción para ductilidad y valoración de riesgo.

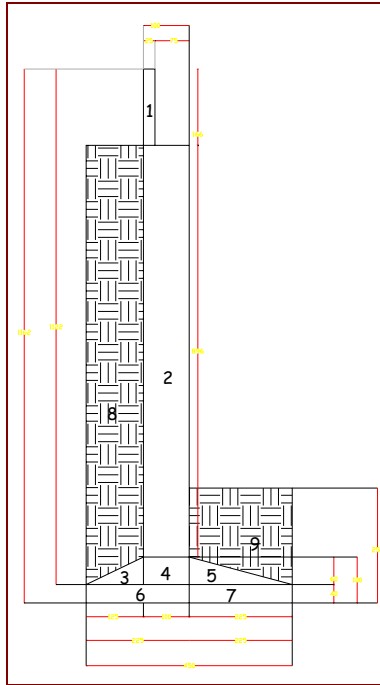
$$T = \sqrt{\frac{W(kg)}{P(N)}} \dots\dots\dots (7)$$

T = Período de vibración de la estructura, en seg.

P = Fuerza uniforme total, en N que se requiere para producir una deflexión máxima horizontal de 2.5 cm en toda la estructura.

4.4 Análisis y diseño estructural.

Análisis y Diseño del Estribo



CROQUIS: De estribo dividido en áreas para la obtención de momentos

Análisis de cargas

Carga Muerta Superestructura

Elemento	W (ton)
Parapeto	6.4
Guarnición	7.68
Asfalto	25.91
Losa	61.44
Trabes	76.40
L=	10.00 m
C. M.=	17.78 ton/m

Carga Viva

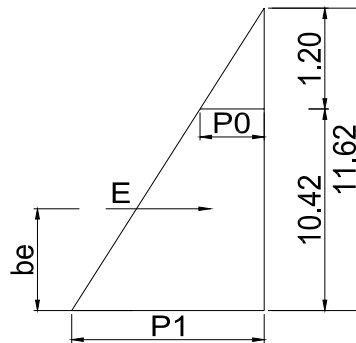
$V_{c.v.}$	41.10 ton
$V_{c.v.}$	4.11 ton-m/m

Momentos con respecto al punto

(a)

Área	P_{PROPIO} (ton/m)	b (m)	Momento (ton- m/m)	
1	1.00	-0.88	-0.87	
2	21.50	-0.50	-10.75	
3	0.90	-1.83	-1.65	
4	1.44	-0.50	-0.72	
5	1.62	0.75	1.22	
6	2.16	-1.13	-2.43	
7	2.16	1.13	2.43	
		$M_{\text{P. PROPIO}}=$	-12.78	ton-m/m
		$P_{\text{PROPIO}}=$	30.78	ton/m
8	21.84	-1.63	-35.60	
9	6.48	1.19	7.70	
		$M_{\text{P. TERRENO}}=$	-27.90	
		$P_{\text{P. TERRENO}}=$	28.32	ton/m

Fuerzas horizontales



Empuje de tierras

$P_0=$	0.55	ton/m ²
$P_1=$	5.32	ton/m ²
$E=$	30.56	ton/m
$b_E=$	3.80	m
$M_{\text{ET}}=$	116.10	ton-m/m

Revisión por Grupo I

	Carga (ton/m)	Momento (ton- m/m)
C. M.	17.78	
C.V.	4.11	
P _{PROPIO}	30.78	-12.78
P _{TERRENO}	28.32	-27.90
E _{TERRENO}		116.10
	80.99	75.42

e= 0.931m.

Revisión de esfuerzos al terreno

$$f = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{A} \right)$$

A= 4.5 m²

f₁= 40.35 ton/m²

f₁= 4.03 kg/cm² ≤ 4.00 kg/cm²

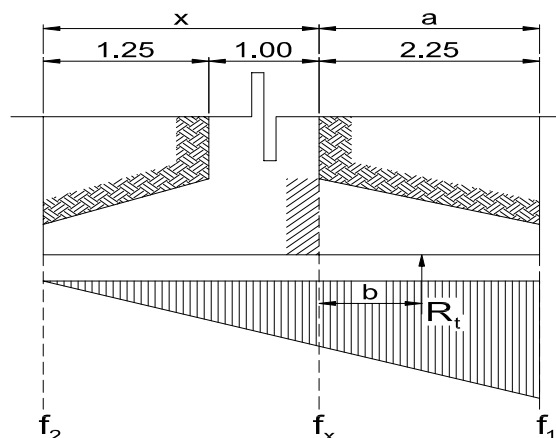
f₂= -4.35 ton/m²

f₂= -0.43 kg/cm² ≤ 4.00 kg/cm²

Como f_1 y $f_2 \leq 4.00 \text{ kg/cm}^2$ ∴ se acepta el área de la zapata propuesta

Diseño de la zapata

Reacción en el terreno



$$R_t = \left(\frac{f_x + f_1}{2} \right) a$$

$$b_{Rt} = \frac{(2f_1 + f_x) \left(\frac{a}{3} \right)}{(f_1 + f_x)}$$

$$M_{Rt} = R_t \cdot b_{Rt}$$

$$a = 2.25 \text{ m}$$

$$x = 2.50 \text{ m}$$

$$f_x = 19.17$$

$$R_t = 66.96 \text{ ton/m}$$

$$b_{Rt} = 1.26 \text{ m}$$

$$M_{Rt} = 84.26 \text{ ton-m/m}$$

Peso Propio de zapata y tierra

Área	P _{PROPIO} (ton/m)	b (m)	Momento (ton- m/m)
Zapata	3.78	0.96	3.65
tierra	6.48	1.19	7.70
		3.00	

Elementos mecánicos totales

$$M_{\text{TOTALES}} = M_{Rt} - M_{P.\text{Propio}} - M_{\text{TIERRA}}$$

$$M_{\text{TOTALES}} = 72.92 \text{ ton-m/m}$$

Revisando el Peralte

$$d = \sqrt{\frac{M \cdot 10^5}{Kb}}$$

$$***K = 14.85$$

***Corresponde a un concreto de $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 70.07 \text{ cm}$$

$d < 90 \text{ cm}$ Por lo tanto se acepta peralte Propuesto

$$d = 90.00 \text{ cm}$$

Acero de Refuerzo a Flexión

$$A_{S_{FLEXIÓN}} = \frac{M \cdot 10^5}{f_s \cdot j \cdot d}$$

j = 0.9
f_s = 2100

A_{S_{FLEXIÓN}} = **42.87 cm.²**

$$S = \frac{A_v \cdot 100}{A_s}$$

S_{#8} = **11.83 cm²** **10cm**
S_{#6} = **6.65 cm²**

Acero por Temperatura

$$A_{S_{TEMPERATURA}} = 0.0015bh$$

b = 100 cm
d = 90 cm

A_{S_{TEMPERATURA}} = **13.50 cm²**

S_{#4} = **9.41 cm**
S_{#5} = **14.67 cm 10 cm**

Revisión por cortante

$$V = R_{RI} - P_{PROPIO} - P_{TIERRA}$$

V = 56.70 ton/m

$V_{CS} = 0.3 \sqrt{f'c}$ Cortante que resiste el concreto simple

$V_{CR} = 1.3 \sqrt{f'c}$ Cortante que resiste el concreto armado

Si $V < V_{CS}$ ó $V < V_{CR}$ no usar estribos

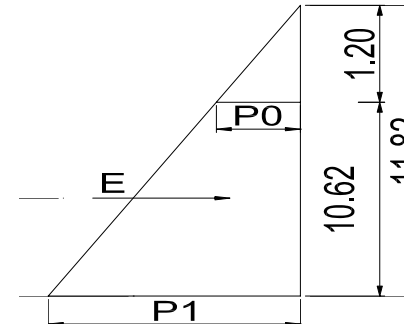
V_{CS} = 4.74 kg/cm²
S = 22.11 kg/cm² 20 cm

Diseño del Muro

Fuerzas Horizontales

Empuje de Tierras

$P_0=$	0.55	ton/m ²
$P_1=$	5.41	ton/m ²
E=	31.64	ton/m
$b_E=$	3.87	m
$M_{ET}=$	122.32	Ton-m/m

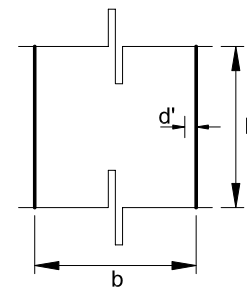


Revisión por Grupo I

	Carga (ton/m)	Momento (Ton-m/m)
C. M.	17.78	
C.V.	4.11	
P_{PROPIO}	22.50	-11.66
$E_{TERRENO}$		122.32
	44.39	110.66
e=	2.493	m

Método Elástico (Sutherland & Reese)

$\rho=$	0.01	
$\rho/2=$	0.005	
$n= \frac{E_s}{E_c}$		
n=	10.00	
$d'=$	7.00	cm
$h=$	100.00	cm
$b=$	100.00	cm



PUENTE CARRETERO FORMADO POR SUPERESTRUCTURA CON TRABES DE CONCRETO PRESFORZADO Y
SUBESTRUCTURA DE CONCRETO REFORZADO CON SOLUCIÓN ESTRUCTURAL ISOSTÁTICA.

d'/h=	0.07	≈	10.00
h/e=	0.40		
p*n=	0.05		

Del diagrama 19 obtenemos:

C=	8.7
K=	0.31

Revisión de Esfuerzos

Concreto $f_c = C \frac{M \cdot 10^5}{bd^2}$

f_c=	96.28	kg/cm²	< 0.4f' _c
0.4f'_c=	100	kg/cm²	

Acero

$$f_s = n \cdot f_c \left[\frac{(1 - d'/h)}{k} - 1 \right]$$

f_s=	1925.50	kg/cm²	< 0.5f _y
0.5f_y=	2100	kg/cm²	

Acero de Refuerzo

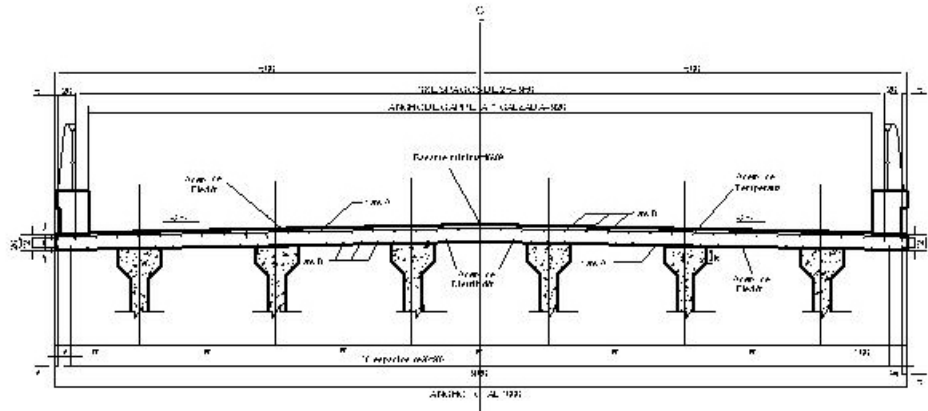
A_s=	ρbh
A_s=	50.00 cm²

$$S = \frac{A_v \cdot 100}{A_s}$$

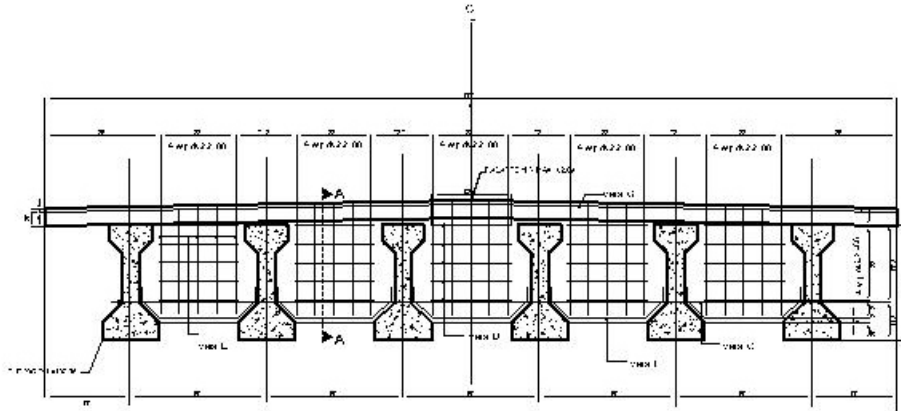
S_{#8}=	10.14	cm
------------------------	--------------	-----------

CAPITULO 5

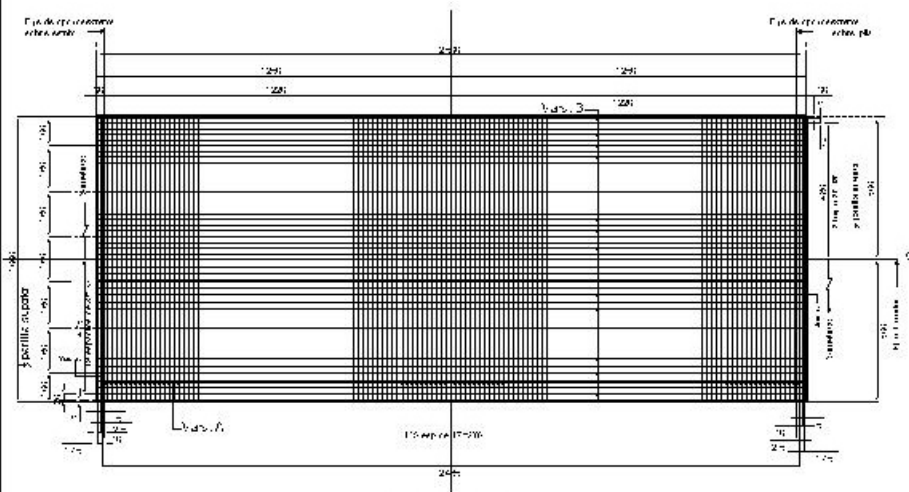
PLANOS DE PROYECTO



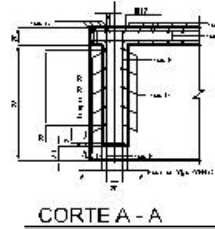
SECCION TRANSVERSAL



SECCION TRANSVERSAL
DIAGRAMAS EXTREMOS E INTERMEDIOS



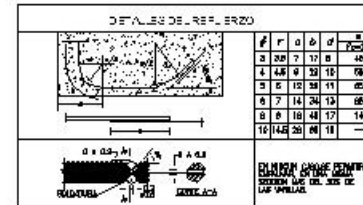
PLANTA



CORTE A-A

LISTA DE VARILLAS									
ELEN	VARS	DIAM	NUM	L.TOTAL	CRD	Q	P	S	PIESOS
ABCO	A	40	382	863		863	-	3800.8	
	B	40	84	2460		2460	-	2345.8	
	C	40	12	800		800	-	118.8	
ABCEVALE C	D	40	138	34		138	34	108	
	E	40	80	134		130	20	338	
	F	36	30	800		100	18	87	
	G	36	1	840		708	-	100	

MATERIALES	
Superficie de concreto	4.80 m ²
Superficie de f' = 4000 Kg/cm ² en:	3.02 m ²
Loses	3.02 m ²
Distintos	3.02 m ²
Acero de refuerzo f _y = 4200 Kg/cm ² en:	438 kg
Loses	780 kg
Distintos	780 kg
NOTA: VER TABLA	



ESPECIFICACIONES:
DE CONCRETO: EXCEPTO EN LAS QUE DE NADA OTRA UNIDAD, LAS CUALES SEAN LAS DEL DISEÑO.

REINFORZACIONES:
LA ÚLTIMA ESCALA DE LAS ARMAS PARA CONTRAFUERZO E HERRAMIENTAS DE LA CUBIERTA DEBEN ENTENDERSE QUE CORRESPONDEN A LAS SECCIONES.

DETALLES:
EL CONCRETO DEBEN SER: ACERO PARA CONCRETO MEXICANO, CONCRETO DE CONCRETO REFORZADO.

MATERIALES:
MATERIALES RECOMENDADOS PARA LA DETERMINACION Y CUMPLIR LAS SIGUIENTES ESPECIFICACIONES:
AGUA PARA CONCRETO: SEGUN 401/2004-2
AGREGADO PARA CONCRETO: SEGUN 421/2004-2
MATERIAL DE REFORZACION: SEGUN 421/2004-2
REPLANTO DE CONCRETO: SEGUN 421/2004-2
REPLANTO DE CONCRETO: SEGUN 421/2004-2

RECOMENDACIONES:
SE DEBE USAR CONCRETO DE F' = 4000 Kg/cm², CUYA COMPRESION NO SEA MENOR DE 1400 Kg/cm² CON REFORZAMIENTO DE 8 A 14 mm EN EL CORCHON, Y 10 A 16 mm EN LAS COLUMNAS Y ARMADO CON DIAMETRO MAYOR DE 1.8 mm DE VERRAPA AL CORCHON.

EN CASO DE QUE EL DISEÑO REQUIERA USAR ARMAS PARA EL CONCRETO DEBEN ENTENDERSE QUE LAS ARMAS Y LA DISTRIBUCION DE CADA ARMADO RECOMENDADO A LA RESERVA REQUIERAN ARMADO DE 80 mm EN LOS ARMADOS Y EL CONCRETO QUE REQUIERAN ARMADO.

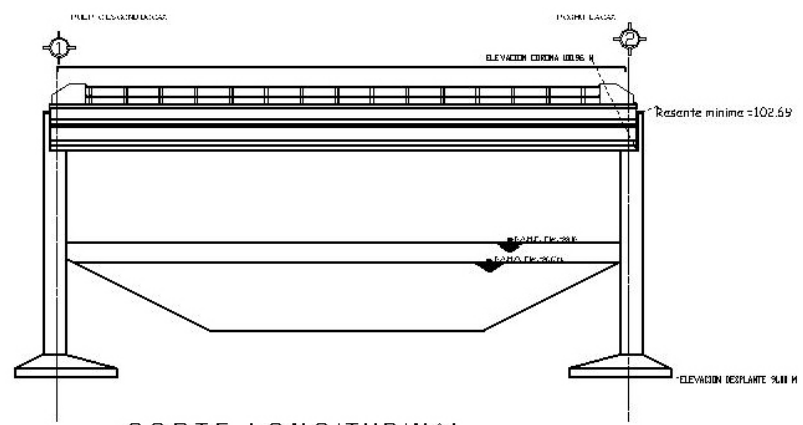
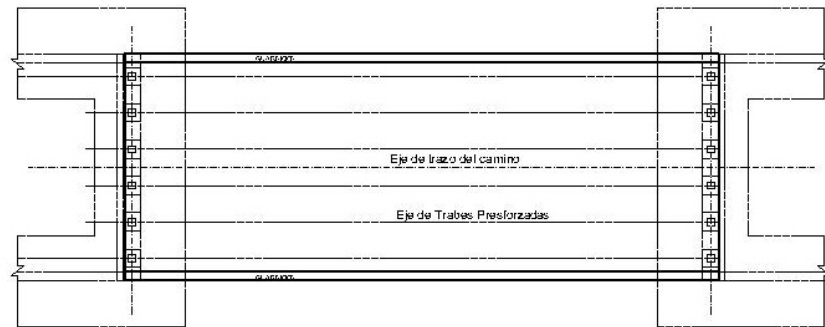
NOTA DE REFORZACION: DE TOMAR ESPECIAL CUIDADO EN LA LAMPIERAS DE LAS VIGAS PARA QUE SEAN COMO SE DEBE EN LOS DETALLES DE REFORZACION DEL CONCRETO.

LOS BARRILES DEBEN TRABAJARSE O BARRILLOS Y SE DEBEN TRABAJAR EN LOS CORCHONES PROHIBIDO EN LOS BARRILES QUE SEAN CONTRAFUERZO, SE DEBE USAR CADA DETALLE DE REFORZACION SE CONSULTAR OPORTUNAMENTE A ESTA RESERVA.

ESTE PLANO ES COMPLEMENTARIO CON EL PLANO CORRESPONDIENTE DE SUBESTRUCTURA.

LA VIGAS DE QUE SE DEBE TRABAJAR EN LOS CORCHONES DEBEN TRABAJAR INDIVIDUALMENTE A LAS VIGAS CON LOS BARRILES, EN LOS CORCHONES DEBEN TRABAJAR REFORZACION Y TUBERIA.

PROYECTO VENTANILLAS	
TITULO	SUPERESTRUCTURA
ESCALA	1:50
FECHA	10/04/2014
PROYECTISTA	ANTONIO MORALES MIRANDA
REVISOR	---
PROYECTO	---
FECHA DE ENTREGA	---



CORTE LONGITUDINAL

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
 CAMPUS ARAGÓN
 UNIDAD DE ESTUDIOS DE POST-GRADO
 TESIS PROFESIONAL
 ANTONIO MORALES MIRANDA

PROYECTO VENTANILLAS	
FECHA: 11/11/2016	PLANO TOPOGRAFICO
ESCALA: 1:100	TIPO: TOPOGRAFICO
ASOCIACION: CIVIL	CIVIL
APROBADO: ING. RAFAEL GARCÍA GONZÁLEZ	ELABORADO: ING. ANTONIO MORALES MIRANDA

CONCLUSIONES

En el desarrollo de esta tesis y con la experiencia de varios proyectos de puentes, podemos darnos cuenta de lo complejo del mismo, ya que intervienen varias áreas ingenieriles en el desarrollo de un sistema de puente, aun cuando parezca que no tiene complejidad alguna o se tratase de un proyecto muy pequeño siempre se debe de tomar en cuenta las dificultades que con lleva agrupar todos los factores que intervienen.

Ya que cada puente que se proyecta tiene consideraciones físicas, geográficas, geológicas y socio económicas distintas, podemos decir que el puente es único y no existen proyectos iguales y por consiguiente también las características y los procedimientos constructivos son diferentes en la ejecución del proyecto, sobre todo por la tecnología empleada y la mano de obra con la que se cuenta en dicha región}, pero la finalidad es la misma: contar con una obra funcional y segura y confiable.

El proyecto estructural de un puente debe tener un amplio conocimiento de la ingeniería y específicamente de la enfocada al diseño de puentes, además de que debe sustentarse en un excelente desarrollo de los estudios previos.

A través de este trabajo se desarrollo de manera práctica el diseño de un puente y se comentan algunos consideraciones generales para el caculo del mismo, con esto pretendo y puedo afirmar que el alumno de la carrera de ingeniería civil tendrá un panorama mas amplio y un apoyo didáctico, ya que yo afortunadamente he tenido la oportunidad de un mayor desarrollo profesional por el hecho de mi estancia en el postgrado en puentes el cual me permitió comprender todos aquellos aspectos que intervienen el diseño de puentes que comparto con ustedes, por lo que asevero que los comentarios que aquí se desarrollaron les resultara de gran utilidad en el ámbito profesional o laboral.

Es importante mencionar que el diseño de la superestructura originalmente contemplaba una armadura metálica, pues en su momento, el preesfuerzo apenas se conocía y su análisis, diseño y tecnología no estaban muy difundidos. Por esta razón, en esta tesis me di a la tarea de analizar otra solución distinta a la metálica, que es precisamente con preesfuerzo, pero manteniendo siempre las mismas condiciones de ubicación geográfica y de suelo. Para de esta manera poner en evidencia

las grandes ventajas que la construcción del puente alcanza, tales como el hecho de que las traveses son fabricadas en planta brindándoles un mayor control de calidad, (comparadas con la elaboración in situ), la optimización de las actividades de trabajo (montaje entre otros). Por lo anterior la trabe tipo AASHTO IV es la más idónea.

BIBLIOGRAFIA

- Secretaria de Comunicaciones y Transportes. Subsecretaria de Infraestructura. Normas Técnicas para el proyecto de Puentes Carretero. Dirección General de Servicios Técnicos.
- Vicente Guerrero y Gama, Apuntes de la clase de puentes, U.N.A.M Escuela Nacional de Ingeniería,.
- Galindo Solórzano Amilcar, Diseño Sísmico de Puentes en México, S.C.T Dirección General de Servicios Técnicos, México 1994.
- American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc., Standard Specifications for Highway Bridgets, 16 th E. d. U.S.A. 1996.
- T.Y Lyn, Diseño de Concreto Presforzado,.
- González Cuevas, Robles Fernández. Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado Limusa MEXICO 1995.
- Juarez Badillo, Rico Rodríguez. Mecánica de Suelos Tomo I. Limusa 3 E.d. MEXICO. 1980.