



7

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"CAMPUS ARAGÓN"

**"PROYECTO ESTRUCTURAL DEL PUENTE "RIO VERDE",
UBICADO EN LA CARRETERA TEHUACAN-OAXACA,
TRAMO TEHUACAN-NOCHIXTLAN KM. 162 + 410
CUACNOPALAN, PUEBLA"**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
JOSÉ ANTONIO CHAVEZ VITE

ASESOR: ING. GUTIÉRREZ VÁZQUEZ KARLA IVONNE

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

SAN JUAN DE ARAGÓN, ESTADO DE MÉXICO JULIO DEL 2002



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 DIOS

Primeramente por que sin la ayuda de él no se puede realizar nada.

A MIS PADRES

Por haberme dado la vida, por su apoyo y su comprensión en cada instante de mi vida y por alentarme a superarme día con día.

A MIS HERMANOS

Porque juntos hemos crecido y que les sirva de ejemplo a ellos.

A LA UNIVERSIDAD

Por el orgullo que significa ser parte de ella.

A LA ENEP ARAGON

Por la formación profesional que recibí, que aún con sus carencias sus egresados elevamos el prestigio de nuestra institución.

AL CENEVAL

Por que gracias a esta institución que valúa el perfil educativo de los conocimientos de ingeniería civil, obtuve el Testimonio de Desempeño Académico Satisfactorio.

A la planta docente de la carrera de ingeniería civil de la Enep Aragón, a mis compañeros de generación y a todos mis amigos y familiares.

GRACIAS.



ESCUELA NACIONAL
DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCIÓN

JOSÉ ANTONIO CHAVEZ VITE
PRESENTE.

En contestación a la solicitud de fecha 14 de marzo del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que la profesora, Ing. KARLA I. GUTIÉRREZ VÁZQUEZ pueda dirigirle el trabajo de tesis denominado "PROYECTO ESTRUCTURAL DEL PUENTE 'RIO VERDE', UBICADO EN LA CARRETERA TEHUACAN-OAXACA, TRAMO TEHUACAN-NOCHITLAN KM. 162 + 410 CUACNOPALAN, PUEBLA", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México, 20 de marzo de 2016.
LA DIRECTORA


ARG. LILIA TURCOTT GONZÁLEZ



Cp Secretaría Académica.
Cp Jefatura de la Carrera de Ingeniería Civil.
Cp Asesor de Tesis.

LTG/AIR/16.


INDICE

PAG

CAPITULO I GENERALIDADES

I.1.- Descripción del cauce.....	3
----------------------------------	---

CAPITULO II ESTUDIOS DE CAMPO

II.1.- Datos de localización.....	4
II.2.- Datos hidrológicos.....	4
II.3.- Datos hidráulicos.....	5
II.4.- Datos de cimentación.....	5
II.5.- Datos de tránsito.....	6

CAPITULO III DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

III.1.- Calculo de traves 8	8
III.1.1.- Propiedades geométricas de la sección simple.....	8
III.1.2.- Propiedades geométricas de la sección compuesta.....	10
III.1.3.- Elementos mecánicos.....	19
III.1.4.- Especificaciones del concreto reforzado.....	20
III.1.5.- Diseño por flexión.....	22
III.1.6.- Revisión de las etapas de deshaderencia.....	28
III.1.7.- Diseño por tensión diagonal.....	34
III.1.8.- Revisión por resistencia última.....	37
III.1.9.- Revisión por deflexión.....	38
III.2.- Diseño de la losa.....	40
III.2.1.- Calculo de la losa en voladizo.....	40
III.2.2.- Calculo de la losa entre traves.....	42
III.3.- Diseño de los diafragmas.....	49
III.4.- Diseño de los apoyos.....	52

CAPITULO IV DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

IV.1.- Diseño de los caballetes.....	57
IV.1.1.- Revisión del grupo I.....	61
IV.1.2.- Revisión del grupo III.....	62
IV.1.3.- Revisión del grupo VII.....	64
IV.1.4.- Diseño de los pilotes.....	65
IV.1.5.- Revisión y diseño del cabezal.....	67
IV.1.6.- Revisión y diseño del tope sísmico.....	70
IV.2.- Diseño de las pilas.....	72
IV.2.1.- Revisión y diseño de la zapata.....	75
IV.2.2.- Revisión y diseño del cabezal.....	77
IV.2.3.- Revisión y diseño del tope sísmico.....	80
IV.2.4.- Revisión del grupo I.....	81
IV.2.5.- Revisión del grupo III.....	81
IV.2.6.- Revisión del grupo VII.....	83

IV.2.7. Diseño de las columnas.....	84
IV.2.8. Diseño de los pilotes	85
CONCLUSIONES.....	88
APENDICES	89
BIBLIOGRAFÍA.....	96

INTRODUCCION

En esta tesis se presenta el desarrollo estructural del puente "Río Verde" ubicado en la carretera Tehuacan - Oaxaca en el tramo Tehuacan - Nochixtlán, con origen en Cuacnopalan Puebla. Este puente por razones hidráulicas debe tener una longitud de 66 m y una altura de 5.34 m sobre el fondo del cauce.

Para la elección de un puente se tienen que tener varias alternativas de solución y analizar cada una de ellas para poder determinar la mejor conveniente. La presente tesina desarrolla una de esas alternativas que consiste en una superestructura de losa de concreto reforzado apoyada sobre traveses de concreto presforzadas pretensadas, la subestructura consiste en pilas de sección circular y sobre zapatas rectangulares y sobre caballetes ambos de concreto reforzado.

Para la elaboración de este proyecto se aplicarán las Normas Técnicas para el Proyecto de Puentes Carreteros de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes que son una traducción de las especificaciones AASHTO (Asociación Americana de Funcionarios Estatales de Carreteras y Transportes)

En el primer capítulo se definen las características generales de la descripción del cauce sobre el cual se construirá el puente, así como los requerimientos para el anteproyecto.

En el segundo capítulo se describen los diferentes estudios de campo que previamente se requieren para poder plantear diferentes alternativas estructurales, dichos estudios son los de localización que es primeramente tener bien delimitado en donde se va a tener el puente; los estudios hidrológicos de un puente tiene como finalidad el conocimiento de los probables gastos que tendrán lugar en el cauce, su frecuencia y más específicamente la determinación del gasto de diseño, es decir aquel gasto para el cual deberá de garantizarse la ausencia de daños en el cruce, así como el método utilizado; los estudios hidráulicos son muy importantes porque nos darán los factores que influyen en las características del puente ya que la altura y longitud dependen del área hidráulica; los estudios de cimentación tienen como finalidad proporcionar al ingeniero proyectista el conocimiento de las características y posible comportamiento del suelo ante las sollicitaciones que estará sujeto durante la construcción y ejecución de una obra. Para el caso de puentes se requiere conocer la capacidad de carga y magnitud de los asentamientos correspondientes a cada tipo de cimentación que se proponga y por otra parte la socavación que ocasionará el flujo del agua de la avenida de diseño y finalmente los estudios de tránsito los cuales nos proporcionarán las características del puente como es los carriles de circulación, la carga viva que se aplicará a dichos carriles, al ancho de calzada y total del puente.

En el tercer capítulo se analiza y se diseña de superestructura conforme a las especificaciones AASHTO, primeramente las traveses presforzadas pretensadas y se revisa por desadherencia, tensión diagonal, resistencia última y deflexión; continuando con el diseño de la losa, diafragmas y apoyos.

En el capítulo cuatro se refiere al análisis y diseño de la subestructura constituida por caballetes con pilotes colados in situ y por pilas con cimentación profunda. Que de acuerdo con las normas se revisarán por los grupos de cargas I, III y VII por ser los más

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

desfavorables, en los caballetes se revisa y analiza el cabezal y el tope sísmico y se diseñan los pilotes.

En las pilas de igual manera se revisan los grupos de cargas se revisa y diseña la zapata, el cabezal y el tope sísmico y se diseñan las columnas y los pilotes.

Finalmente se presentan las conclusiones que el autor tuvo del presente trabajo así como la bibliografía utilizada.

Se espera que esta tesis sirva de apoyo didáctico a los estudiantes de la licenciatura de Ingeniería Civil de la E.N.E.P. Aragón que cursen la asignatura de Puentes así como a los alumnos que realizan los estudios de posgrado en la Especialización en Puentes. El autor se sentirá muy satisfecho si logra ver cumplido este propósito.

OBJETIVOS Y ALCANCE

El objetivo primordial que se tiene para este proyecto de tesis es que mediante el cual se tenga una visión completa y específica del proyecto estructural de un puente, que en este caso es de manera particular por ser una solución estructural específica que ya se explicó anteriormente, porque es un análisis y diseño de todos los elementos que constituyen un puente carretero que es la superestructura, subestructura e infraestructura que se desarrollan claramente en el contenido de esta trabajo y se alcanzan los resultados satisfactorios en cuanto a diseño y en particular que les sirva de apoyo a los interesados a esta rama de la ingeniería.

CAPITULO I

GENERALIDADES

Un puente tiene por objeto permitir la continuidad de una vía de comunicación a través de un obstáculo. Para que esta continuidad se garantice es necesario que el puente cumpla con tres requisitos fundamentales:

- ❖ Resistencia.
- ❖ Utilidad.
- ❖ Durabilidad.

Por resistencia se entiende que el puente debe soportar las solicitaciones externas sin que ninguno de sus elementos falle.

La utilidad es que el puente debe prestar el servicio para el que fue diseñado sin anomalías en su funcionamiento, tales como vibraciones o flechas excesivas.

La durabilidad es que el puente debe cumplir con los requisitos anteriores durante toda la vida esperada en el proyecto. Para puentes la vida de proyecto es de 50 años.

El cumplimiento de estos tres requisitos se logra mediante la aplicación de las normas para puentes. Estas normas en México son las Normas Técnicas para el Proyecto de Puentes Carreteros, las cuales son una traducción de las especificaciones AASHTO (Asociación Norteamericana de Funcionarios Estatales de Carreteras y de Transportes) editadas en 1977.

La aplicación de estas normas de diseño se realiza sobre el dimensionamiento general del puente.

Para el proyecto de un puente se divide en dos etapas:

1. Requerimientos para el anteproyecto.
2. Elaboración del proyecto.

Los estudios que se necesitan para poder realizar dicho anteproyecto son los siguientes:

ESTUDIOS TOPOHIDRAULICOS.

- ❖ Planta general del cruce, en donde se puede observar las ventajas y desventajas del trazo.
- ❖ Planta detallada del cruce a mayor escala.
- ❖ Perfil de construcción.

- ❖ Secciones hidráulicas, aguas arriba y aguas abajo, así como en el cruce.
- ❖ Gasto hidráulico máximo, velocidad de llegada, elevaciones del N.A.Mín, N.A.M.O. y N.A.D.
- ❖ Perfil probable de socavación.
- ❖ Dimensiones de cuerpos flotantes.
- ❖ Influencia de puentes o presas cercanas, si existen.

ESTUDIOS DE CIMENTACIÓN.

- ❖ Perfil estratigráfico del cruce.
- ❖ Profundidad de las aguas freáticas.
- ❖ Perfil de socavación (general y local)
- ❖ Alternativas de cimentación de acuerdo a la capacidad de carga y asentamientos.
- ❖ Taludes en excavaciones.
- ❖ Recomendaciones de construcción.

ESTUDIOS DE TRANSITO.

- ❖ El ancho de la carretera irá de acuerdo al aforo vehicular y a la importancia del camino.
- ❖ La velocidad considerada será en función del tipo de camino.
- ❖ Definir el peso máximo permisible en diferentes tipos de caminos.

ESTUDIOS DE CONSTRUCCIÓN.

- ❖ Caminos de acceso a la obra.
- ❖ Localización de bancos de arena y grava, cuando exista esta posibilidad.
- ❖ Disponibilidad de agua.
- ❖ Fuente de abastecimiento de materiales y costo.
- ❖ Mano de obra y sueldos de la región.

I.1. DESCRIPCION DEL CAUCE.

La corriente nace a 12.80 km. del sitio del cruce río "Verde" y desemboca a 25 km. en el río "Grande", el cual no provoca influencia hidráulica en el cruce. El agua de la cuenca drenada hasta el cruce es de 44 km² y pertenece a la región hidrológica No. 20 según la clasificación de la SARH. En la zona del cruce, la vegetación se puede clasificar como bosque de baja densidad y la topografía es de lomerío fuerte. El cauce en la zona de cruce es: sinuoso, estable y encajonado.

A 80 m aguas debajo de la línea de proyecto confluye el arroyo "Yutzatoto" por la margen izquierda, sin que provoque influencia hidráulica en el sitio del cruce.

El escurrimiento es de carácter torrencial.

El tipo y longitud máxima de los cuerpos flotantes son arbustos y troncos de 6 m.

El período de lluvias de la región comprende los meses de junio a septiembre, la precipitación media anual es de 600 mm.

La geología superficial en el fondo es de arena y grava, en la margen izquierda limo arenoso y en la margen derecha roca caliza alterada.

El eje del trazo cruza en dirección normal a la corriente.

CAPITULO II

ESTUDIOS DE CAMPO

Para el proyecto, diseño y construcción de un puente se lleve acabo es necesario la obtención de ciertos datos de campo o estudios previos de puentes, los cuales nos proporcionan las características del lugar donde se vaya a construir el puente, ya que sin los estudios de campo no sería posible un buen proyecto y mucho menos su diseño y por consiguiente su construcción.

El desarrollo de estos estudios son los siguientes:

II.1. DATOS DE LOCALIZACIÓN.

Puente:	Río Verde
Autopista:	Tehuacan - Oaxaca
Tramo:	Tehuacan - Nochixtlán
Km:	162+410
Origen:	Cuacnopalan Puebla.
Esviajamiento:	Normal al cruce.

Elevación y descripción del banco de nivel: B.N. 163-2 s/grapas en tronco de "Huizache" de 80.20 m izq. De est. 162+475 m, elevación promedio igual a 2138.942 m.

II.2. DATOS HIDROLÓGICOS.

Método aplicado:	Ven Te Chow
Información utilizada:	Isoyetas de Intensidad de Lluvia-Duración-Periodo de retorno de 50 años.
Gasto máximo:	140 m ³ /s

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

II.3. DATOS HIDRAULICOS.

Nivel de aguas mínimas: cauce seco.

Nivel de aguas máximas ordinarias: 2137.62 m

Nivel de aguas de diseño: 2138.22 m

Secciones levantadas tres: una en el cauce y las otras a 460 y 660 m aguas arriba.

Gasto de diseño: 176 m³/s

Velocidad media máxima: 2.00 m/s

Frecuencia del evento: 50 años

Duración de la creciente: 5 horas

Longitud del puente: 66 m

Claros horizontales: 22 m

Ubicación: km 162+386 al km 162+453.28 m

Espacio libre vertical entre el NAD y el lecho inferior de la superestructura de: 1.5 m mínimo.

Velocidad máxima bajo el puente: 2.40 m/s

Sobreelevación de la superficie del agua: 0.10 m

II.4. DATOS DE CIMENTACIÓN.

Exploración y muestreo:

Se realizaron cuatro sondeos empleando el método de penetración estándar combinado con la perforación mediante barril BWXL, con profundidades de:

S-1: 14.00 m

S-2: 10.10 m

S-3: 11.80 m

S-4: 8.00 m

Tipo de muestras: Alteradas representativas y núcleos de rocas.

Profundidad del nivel freático: No se detectó durante la exploración.

Pruebas de laboratorio efectuadas: Humedad natural, límites de plasticidad y granulometría por mallas.

Estratigrafía y tipo de formación:

La margen izquierda está constituida básicamente por boleos con poca grava y arena y un estrato intercalado entre 3.00 y 6.50 m de arena con grava arcillosa suelta a medianamente compacta, en el cauce se tienen depósitos aluviales formados con boleos con poca grava y arena, en la margen derecha se detectaron boleos hasta una profundidad de 3.00 m. Bajo este material en el cauce y la margen derecha, se encontró roca lutita metamorfizada (filita) con ICR pobre.

De acuerdo con las características estratigráficas y topohidráulicas del sitio en estudio para la cimentación de la superestructura en proyecto se recomienda:

Cimentación profunda mediante pilotes de concreto reforzado colados en el lugar, con diámetro de 1.20 m, desplantados los elementos a 8.00 y 9.00 m bajo el fondo del cauce, en la elevación 2128.00 m. para apoyos ubicados en la margen izquierda y derecha y 2127.00 m. para apoyos ubicados en la cauce con capacidad de carga admisible de 100 ton/pilote.

Considerando una longitud del claro del puente de 22 m se tiene una profundidad de socavación de 3.00 m.

No se tendrán problemas de estabilidad de taludes en los terraplenes de acceso.

Los asentamientos que producirá la superestructura, así como los debidos a los terraplenes serán despreciables.

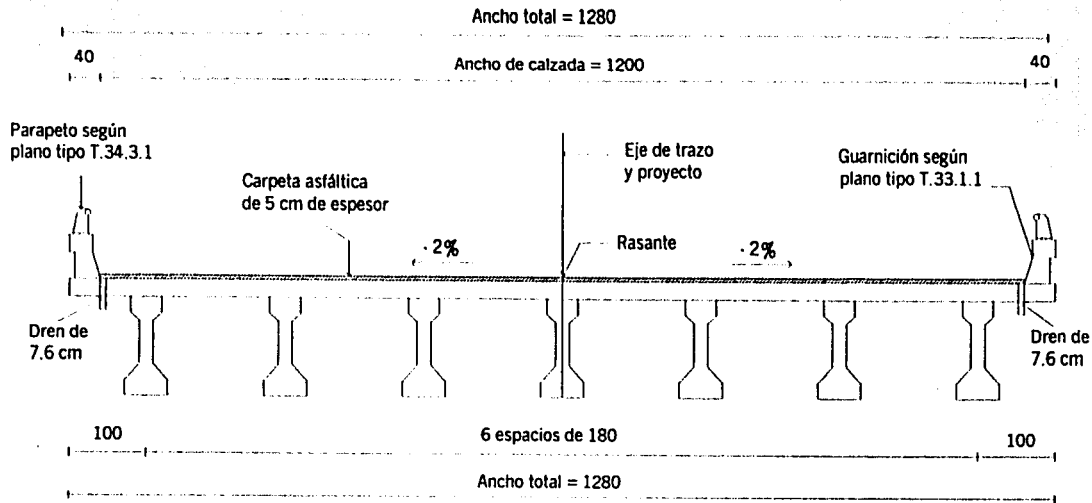
II.5. DATOS DE TRANSITO.

La autopista será de tres carriles de circulación.

Ancho de calzada:	12.00 m
Ancho de carpeta:	7.00 m
Acotamientos:	2.50 m por ambos sentidos
Guarniciones:	0.40 m
Ancho total del puente:	12.80 m

No se prevé tránsito de peatones, por lo tanto no tendrá banquetas.

Tipo de carga viva: camión T₃-S₂-R₄ en el primer carril y un camión HS-20 en los otros dos carriles.



SECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

CAPITULO III

DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

El puente constará de dos cuerpos formados de tres carriles por sentido.

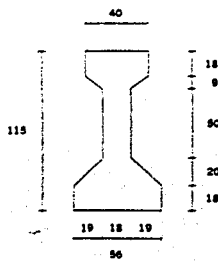
Longitud del claro.	22.00 m
Longitud total:	22.60 m
Ancho total:	12.80 m
Ancho de calzada:	12.00 m
Guarniciones:	0.40 m
Espesor de losa:	0.20 m
Numero de traves presforzadas:	7 traves AASHTO tipo III
Separación entre traves:	1.80 m
f'c en traves presforzadas:	350 kg/cm ²
f'c en losa y diafragma:	250 kg/cm ²
Acero de presfuerzo:	L.E.= 19000 kg/cm ²
Acero de refuerzo:	L.E.= 4200 kg/cm ²
Numero de diafragmas:	1 intermedio y dos extremos
Carpeta asfáltica:	5 cm
Carga móvil:	T ₃ -S ₂ -R ₄ y HS-20
Parapeto tipo numero:	T.33.1.1 Tipo II
Especificaciones:	AASHTO

III.1. CALCULO DE TRABES.

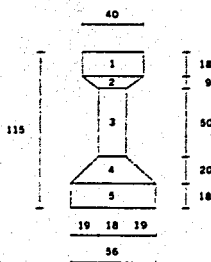
Con el objeto de librar el río verde, se proyectó la superestructura de un puente, cuya estructuración se resolvió a base de una losa plana maciza de concreto reforzado y traveses de concreto presforzado pretensado, apoyadas en sus bordes extremos sobre caballetes de concreto reforzado y en sus apoyos intermedios sobre pilas de concreto reforzado. Las dimensiones y características geométricas del proyecto se muestran a continuación:

SECCION TRANSVERSAL TRABE

Resistencia $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$



III.1.1. Propiedades geométricas y mecánicas de la sección simple (trabe sola)



Areas:

$A_1 = 40 \times 18$	=	720 cm^2
$A_2 = (18 + 40)/2 \times 9$	=	261 cm^2
$A_3 = 18 \times 50$	=	900 cm^2
$A_4 = (18 + 56)/2 \times 20$	=	740 cm^2
$A_5 = 56 \times 18$	=	1008 cm^2
A_T	=	3629 cm^2

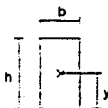
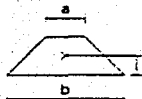
**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Centros de gravedad:

Momentos de inercia:

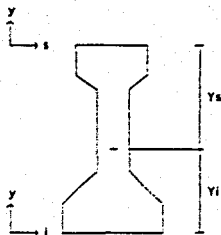
Rectángulo: $Y = \frac{h}{2}$

Rectángulo: $I = \frac{bh^3}{12}$



Trapezio: $Y = \frac{1}{3} \frac{2a+b}{a+b} h$

Trapezio: $I = \frac{h^3(a^2 + 4ab + b^2)}{36(a+b)}$



$Y_i = \frac{Ay}{At}$

$\bar{Y} = Y - Y_i$

Momento de inercia total = $I_x + Ad^2$

Modulo de sección: $S = \frac{It}{Y}$

A continuación se presentan las propiedades geométricas y mecánicas de la trabe simple:

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Sección	Area	\bar{Y}	$A\bar{Y}$	d	d^2	Ad^2	I_x
1	720	106.00	76320	54.87	3011	2167920	19440
2	261	93.07	24291	41.94	1759	459099	1677
3	900	63.00	56700	11.87	141	126900	187500
4	740	26.29	19454	-24.84	617	456580	22498
5	1008	9.00	9072	-42.13	1775	1789200	27216
Σ	3629		185837			4999699	258331

$$A_t = 3629 \text{ cm}^2$$

$$Y_i = \frac{AY}{A_t} = \frac{185837}{3629} = 51.21 \text{ cm}$$

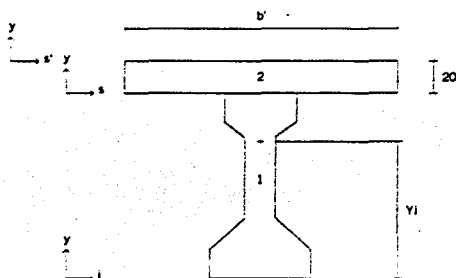
$$I_t = 4999699 + 258331 = 5258030 \text{ cm}^4$$

$$S_i = \frac{5258027}{51.21} = 102676 \text{ cm}^3$$

$$Y_s = 115 - 51.21 = 63.79 \text{ cm}$$

$$S_s = \frac{5258030}{63.79} = 82427 \text{ cm}^3$$

III.1.2. Propiedades geométricas de la sección compuesta (trabe-losa)



De acuerdo con AASHTO, para que la losa pueda considerarse como parte integral de la trabe, el ancho efectivo del patín en trabe "T" que rige el análisis, será aquel valor menor que se obtenga de las tres condiciones siguientes:

$$b = L/4 = 22/4: \quad 5.50 \text{ m}$$

$$b = \text{c.a.c. de las vigas}: \quad 1.80 \text{ m}$$

$$b = 12t+B = 12 \times 0.20 + 0.18: \quad 2.58 \text{ m}$$

Donde:

L = longitud del claro.

t = espesor de la losa.

B = ancho del alma de la trabe.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

El valor que rige es de 1.80 m

Como la resistencia del concreto $f'c$ entre losa y trabe son distintas, el ancho efectivo del patín (b), se afectará con un coeficiente obtenido del concepto de sección equivalente, esto con el objeto de igualar el $f'c$ de la losa con la trabe.

$$n = \frac{f'c_{losa}}{f'c_{trabe}} = \frac{250}{350}$$

$$n = 0.845$$

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

$$f'c_{trabe} = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$B = n \times b = 180 \times 0.845$$

$$B = 152 \text{ cm}$$

$$AB = 152 \times 20 = 3040 \text{ cm}^2$$

Propiedades geométricas y mecánicas de la sección compuesta.

Sección	A	\bar{y}	$A\bar{y}$	d	d^2	Ad^2	I_x
Trabe	3629	51.21	185837	33.63	1131	4104399	5258030
Losa	3040	125	380000	40.15	1612	4900480	101333
Σ	6669		565837			9004879	5359363

$$Y_1 = \frac{A\bar{y}}{A_t} = \frac{565837}{6669} = 84.84 \text{ cm}$$

$$Y_s = 115 - 84.84 = 30.16 \text{ cm}$$

$$Y_{s'} = 135 - 84.84 = 50.16 \text{ cm}$$

$$I_t = 9004879 + 5359363 = 14364242 \text{ cm}^4$$

$$S_1 = \frac{14364242}{84.84} = 169310 \text{ cm}^3$$

$$S_s = \frac{14364242}{30.16} = 476268 \text{ cm}^3$$

$$S_{s'} = \frac{14364242}{50.16} = 286368 \text{ cm}^3$$

TRABE SIMPLE (TS) – TRABE COMPUESTA (TC)

Sección	Area	I	Yi	Ys	Ys'	Si	Ss	Ss'
TS	3629	5258030	51.21	63.79		102615	82378	
TC	6669	14364242	84.84	30.16	50.16	169310	476268	286368

III.1.3. Elementos mecánicos.

III.1.3.a. Análisis por carga muerta.

Determinación de los efectos de carga (W), momento (M), cortante (V)

a) Trabe sola.

$$W = 0.3629 \text{ m}^2 \times 2.4 \text{ ton/m}^3 = 0.871 \text{ ton/m}$$

$$M = 0.871 \times 22^2/8 = 52.695 \text{ ton-m}$$

$$V = 0.871 \times 22.30/2 = 9.711 \text{ ton}$$

b) Losa.

$$W = 1.80 \text{ m} \times 0.20 \text{ m} \times 2.4 \text{ ton/m}^3 = 0.864 \text{ ton/m}$$

$$M = 0.864 \times 22^2/8 = 52.272 \text{ ton-m}$$

$$V = 0.864 \times 22.30/2 = 9.634 \text{ ton}$$

c) Diafragma.

$$W = 1.4837 \text{ m}^2 \times 0.30 \text{ m} \times 2.4 \text{ ton/m}^3 = 1.068 \text{ ton}$$

$$M = 1.068 \times 22/4 = 5.874 \text{ ton-m}$$

$$V = 1.068/2 = 0.534 \text{ ton}$$

d) Carga muerta adicional (parapeto, guarnición, carpeta)

$$\text{Parapeto: } 0.2 \times 2/7 = 0.057 \text{ ton/m}$$

$$\text{Guarnición: } (0.2 \times 0.3 + 0.23 + 0.33/2 \times 0.3) \times 2.4/7 = 0.049 \text{ ton/m}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$\text{Carpeta: } 1.8 \text{ m} \times 0.10 \text{ m} \times 2.2 \text{ ton/m}^3 = 0.396 \text{ ton/m}$$

$$\Sigma = 0.502 \text{ ton/m}$$

$$M = 0.502 \times 22^2 / 8 = 30.371 \text{ ton-m}$$

$$V = 0.502 \times 22.30 / 2 = 5.597 \text{ ton}$$

III.1.3.b. Análisis por carga viva.

Para la carga móvil se consideró la de un camión T₃-S₂-R₄ y un camión HS-20, cuyas especificaciones de carga (AASHTO) son las siguientes:

T₃-S₂-R₄ 77.5 ton

HS-20 32.7 ton

Carril de tránsito.

Según de acuerdo a las especificaciones, para un ancho de calzada de mas de 9.14 m, hasta 12.80 m, se pueden considerar 3 carriles. Además de supondrá que la carga del camión tipo, ocupa un ancho de 3.05 m, el cual se colocará en carriles de tránsito para proyecto que tenga un ancho de:

$$A = \frac{Ac}{N}$$

Donde:

A = ancho de carril de tránsito para proyecto.

Ac = Ancho de calzada.

N = número de carriles de tránsito para proyecto.

En el análisis de los tres carriles de proyecto, el factor de concentración que se obtenga se afectará por su momento del camión, factor de impacto y por reducción de carriles y la suma de los tres carriles será el momento de diseño por carga móvil. Los carriles van a estar cargados por un camión T₃-S₂-R₄ en el primer carril y camión HS-20 en los otros dos carriles.

En él calculo de los factores de concentración se empleó la teoría de Engesser – Courbon, el cual considera que los diafragmas son infinitivamente rígidos en comparación con las trabes por lo que las deformaciones tendrán una variación lineal.

De la formula simplificada de la escuadría se tiene:

$$F_c = \frac{1}{n} \left[1 + 6 \left(\frac{n+1-2i}{n^2-1} \right) \left(\frac{e}{s} \right) \right]$$

Donde:

n = número de vigas.

i = número de viga analizada.

e = excentricidad de la carga.

s = separación entre vigas.

Para un puente de tres carriles de tránsito como en este caso, se permite reducir la carga viva a un 90% de su valor total, considerando que es poco probable que se den las condiciones más desfavorables de carga, es decir que coincidan todas las cargas para producir un máximo.

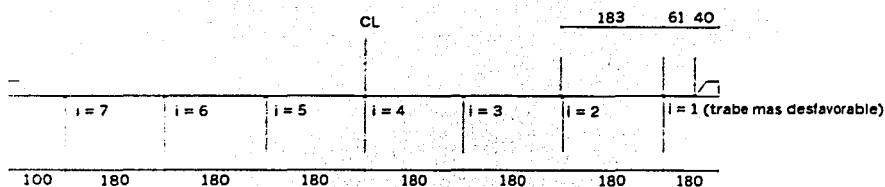
Para:

$$A_c = 12 \text{ m}$$

$N = 3$ carriles de tránsito se tiene.

$$A = \frac{12}{3} = 4 \text{ m}$$

Análisis por Engesser – Courbon:



$$e \text{ del primer carril} = 6.4 - 0.4 - 0.61 - 0.915 = 4.475 \text{ m}$$

$$e \text{ del segundo carril} = 6.4 - 0.4 - 0.61 - 0.915 - 4 = 0.975 \text{ m}$$

$$e \text{ del tercer carril} = 6.4 - 0.4 - 0.61 - 0.915 - 4 - 4 = -3.525 \text{ m}$$

Calculo del Fc por Engesser – Courbon:

# de viga	1er. Carril	2do. Carril	3er. Carril
1	0.409	0.171	-0.067
2	0.320	0.162	0.003
3	0.232	0.152	0.073
4	0.143	0.143	0.143
5	0.054	0.133	0.213
6	-0.035	0.124	0.283
7	-0.124	0.115	0.353
Σ	1.000	1.000	1.000

Se toman los valores de la primer viga puesto que es la más desfavorable.

Impacto

De acuerdo a las especificaciones AASHTO, para estructuras como las de este caso, los esfuerzos producidos por cargas HS-20, deberán incrementarse en una cantidad expresada como una fracción de los esfuerzos por carga viva, esto debido a efectos dinámicos, vibratorios y de impacto y se determina con la siguiente formula:

$$I = \frac{15.24}{L + 38.1}$$

Donde:

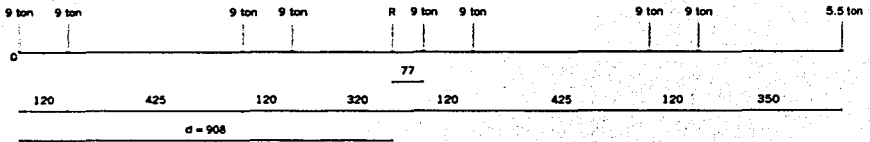
I = impacto en porcentaje (máximo: 30%)

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

$$I = 1 + \frac{15.24}{22 + 38.1} = 0.2536$$

$$I = 1.2536$$

Elementos mecánicos por carga móvil T₃-S₂-R₄ por carril.



Resultante = 77.5 ton

Centroide de cargas.

$$\Sigma M_0 = 9(1.2+5.45+6.65+9.85+11.05+15.30+16.50+20) = 704 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$M = Fd$$

$$d = \frac{M}{F} = \frac{704}{77.5} = 9.08 \text{ m}$$

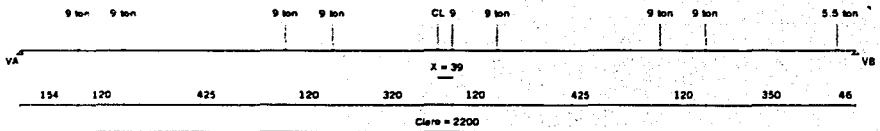
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Posición mas critica para momento.

Por el método de líneas de influencia haciendo equidistancia el centro del claro de la resultante y de la rueda más cercana a esta.

$$X = \frac{d}{2}$$

$$X = \frac{9.85 - 9.08}{2} = 0.39 \text{ m}$$



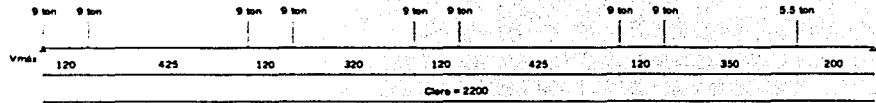
$$VA = \frac{9}{22} (3.96+5.26+9.41+10.61+13.81+15.01+19.26+20.46) + \frac{5.5}{22} (0.46)$$

$$VA = 40.21 \text{ ton}$$

El momento máximo por carril es:

$$M \text{ máx.} = (40.22 \times 11) - 9(9.46 + 8.26 + 4.01 + 2.81) = 221.56 \text{ ton-m}$$

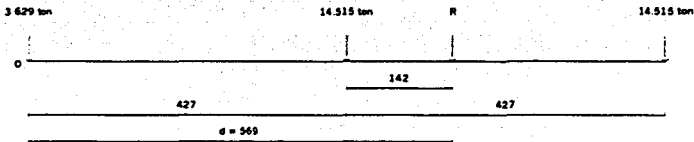
El cortante máximo por carril es:



$$V \text{ máx.} = \frac{9}{22} (5.5 + 6.7 + 10.95 + 12.15 + 15.35 + 16.55 + 20.8 + 22) + \frac{5.5}{22} (2)$$

$$V \text{ máx.} = 45.50 \text{ ton}$$

Elementos mecánicos por carga móvil HS-20 por carril.



$$\text{Resultante} = 32.659 \text{ ton}$$

Centroide de cargas.

$$\Sigma M_0 = 14.515(4.27 + 8.54) = 185.937 \text{ ton-m}$$

$$M = Fd$$

$$d = \frac{M}{F} = \frac{185.937}{32.659} = 5.69 \text{ m}$$

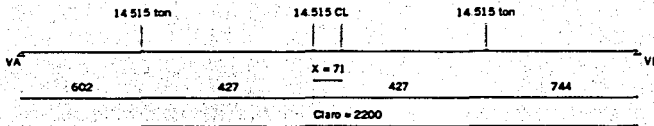
Posición mas critica para momento.

Por el método de líneas de influencia haciendo equidistancia el centro del claro de la resultante y de la rueda más cercana a esta.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

$$X = \frac{d}{2}$$

$$X = \frac{5.69 - 4.27}{2} = 0.71 \text{ m}$$

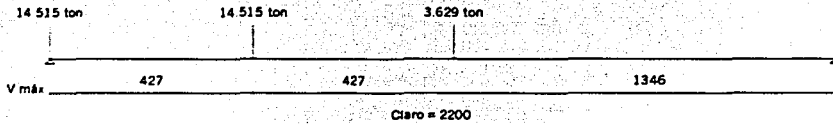


$$V_A = \frac{14.515}{22}(7.44 + 11.71) + \frac{14.515}{22}(15.98) = 15.45 \text{ ton}$$

El momento máximo por carril es:

$$M \text{ máx.} = (15.45 \times 11) - 3.629(4.98) - 14.515(0.71) = 141.572 \text{ ton-m}$$

El cortante máximo por carril es:



$$V \text{ máx.} = \frac{3.629}{22}(13.46) + \frac{14.515}{22}(17.73 + 22) = 28.433 \text{ ton}$$

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

$$M \text{ primer carril: } 0.409 \times 221.560 \times 1.2536 \times 0.9 = 102.236 \text{ ton-m}$$

$$M \text{ segundo carril: } 0.171 \times 141.572 \times 1.2536 \times 0.9 = 27.331 \text{ ton-m}$$

$$M \text{ tercer carril: } -0.067 \times 141.572 \times 1.2536 \times 0.9 = -10.708 \text{ ton-m}$$

$$M \text{ total de diseño por carga móvil: } 118.859 \text{ ton-m}$$

$$V \text{ primer carril: } 0.409 \times 45.500 \times 1.2536 \times 0.9 = 20.996 \text{ ton}$$

$$V \text{ segundo carril: } 0.171 \times 28.433 \times 1.2536 \times 0.9 = 5.488 \text{ ton}$$

$$V \text{ tercer carril: } -0.067 \times 28.433 \times 1.2536 \times 0.9 = -2.150 \text{ ton}$$

$$V \text{ total de diseño por carga móvil: } 24.334 \text{ ton}$$

III.1.3 Elementos mecánicos

Determinación de esfuerzos.

Por peso propio:

$$\sigma \text{ sup.} = \frac{M_{pp}}{S_s} = \frac{5227200}{82427} = 63.42 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma \text{ inf.} = \frac{M_{pp}}{S_i} = \frac{5227200}{102676} = 50.91 \text{ kg/cm}^2$$

Por losa:

$$\sigma \text{ sup.} = \frac{M_L}{S_s} = \frac{5311900}{82427} = 64.44 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma \text{ inf.} = \frac{M_L}{S_i} = \frac{5311900}{102676} = 51.73 \text{ kg/cm}^2$$

Por diafragma:

$$\sigma \text{ sup.} = \frac{M_D}{S_s} = \frac{587400}{82427} = 7.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma \text{ inf.} = \frac{M_D}{S_i} = \frac{587400}{102676} = 5.72 \text{ kg/cm}^2$$

Por carga muerta adicional:

$$\sigma \text{ sup.} = \frac{M_{CMA}}{S_s} = \frac{3037100}{476268} = 6.38 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma \text{ inf.} = \frac{M_{CMA}}{S_i} = \frac{3037100}{169310} = 17.94 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma \text{ sup}' = \frac{M_{CMA}}{S_s'} = \frac{3037100}{286368} = 7.86 \text{ kg/cm}^2$$

Por carga viva:

$$\sigma_{\text{sup.}} = \frac{M_{cy}}{S_s} = \frac{11885900}{476268} = 24.96 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{inf.}} = \frac{M_{cy}}{S_i} = \frac{118859000}{169310} = 70.20 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{sup}'} = \frac{M_{cy}}{S_s'} = \frac{11885900}{286368} = 41.51 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos por cargas:

Carga	Esf. Sup	Esf. Inf.	Esf. S'
Peso propio	63.42	-50.91	
Losa	64.44	-51.76	
Diafragma	7.13	-5.72	
CMA	6.38	-17.94	7.86
C.V.+ I	24.96	-70.20	41.51
Σ	166.33	-196.53	49.37

III.1.4. Especificaciones del concreto presforzado.

En el diseño del concreto presforzado pretensado, es usual diseñar al miembro para condiciones de servicio y posteriormente verificar que la resistencia última, proporcione el factor de seguridad requerido.

El principal objetivo del presfuerzo, en el caso del diseño de una trabe simplemente apoyada, es el de compactar previamente el concreto, en la parte inferior de la trabe con el propósito de contrarrestar toda o parte de la tensión provocada por las cargas gravitacionales.

Las propiedades del concreto y del acero estructural que se usará, seguirán las especificaciones para puentes y caminos de la AASHTO.

Acero de presfuerzo.

El acero de presfuerzo consistirá en torones de acero, de diámetro de $\frac{1}{2}$ " con área neta de 0.987 cm^2 .

El esfuerzo de fluencia del acero de presfuerzo es de L.R. = $19,000 \text{ kg/cm}^2$.

El esfuerzo temporal, al tensar de $0.6 \times 19,000 = 11400 \text{ kg/cm}^2$ antes de que se verifiquen las pérdidas debidas al escurrimiento plástico y a la contracción del concreto.

Concreto presforzado.

Los esfuerzos límites (esfuerzos temporales), antes de las pérdidas de presfuerzo que dependen del tiempo) para un concreto $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$, no excederán de los siguientes valores:

- ❖ Esfuerzo a compresión en fibra superior, $0.6f'c_i = 168 \text{ kg/cm}^2$.
- ❖ Esfuerzo a tensión sin refuerzo adherido, $0.8 \cdot \sqrt{f'c} = 15 \text{ kg/cm}^2$.
- ❖ Esfuerzo a tensión con refuerzo adherido, $2.0 \cdot \sqrt{f'c} = 37 \text{ kg/cm}^2$.

Los esfuerzos bajo las cargas de servicio (después de permitir todas las pérdidas de presfuerzo), no excederán los siguientes valores:

- ❖ Esfuerzo a compresión en fibra superior, $0.4f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$.
- ❖ Esfuerzo a tensión sin refuerzo adherido, igual a cero.
- ❖ Esfuerzo a tensión con refuerzo adherido, $1.6 \cdot \sqrt{f'c} = 30 \text{ kg/cm}^2$.

Pérdidas de presfuerzo debido al pretensado.

Al determinar el presfuerzo efectivo (esfuerzo del acero, después de todas las pérdidas), y al establecer la fuerza efectiva correspondiente de presfuerzo, las especificaciones señalan la necesidad de investigar fuentes de pérdidas de presfuerzo que se deben de tomar en cuenta.

$$\Delta f_s = CC + AE + CRc + CRs$$

Donde:

Δf_s = pérdidas totales del presfuerzo.

CC = pérdida por contracción del concreto. Para una humedad ambiente de 75 %.

AE = pérdida por acortamiento elástico (f_{cr}). Donde f_{cr} es el esfuerzo del concreto en el centro de gravedad del acero de presfuerzo debido a la fuerza presforzante y carga muerta de la trabe inmediatamente después de la transferencia, f_{cr} debe calcularse en la sección de máximo momento.

CRc = pérdida debida al flujo plástico del concreto ($12 f_{cr} - 7f_{cd}$). Donde f_{cd} es el esfuerzo de compresión del concreto en el centro de gravedad del acero de presfuerzo, bajo carga muerta total, excepto la carga muerta presente al aplicar la fuerza presforzante.

CRs = pérdidas debidas a la relajación del acero de presfuerzo.

$$1400 - 0.4AE - 0.2(CC + CRc), \text{ para elementos pretensados.}$$

III.1.5. Diseño por flexión.

En el diseño del concreto presforzado como se mencionó anteriormente, los miembros se deben de diseñar primeramente para condiciones de servicio y posteriormente revisar que la resistencia última (Mr_u), proporcione el factor de seguridad requerido.

El presfuerzo que se aplicará a las traveses del puente, será de una magnitud de tal manera que se obtenga una tensión igual a la compresión del peso propio y una compresión igual o mayor que la tensión producida por las cargas de servicio.

Presfuerzo necesario:

Dejando tensiones en la fibra inferior:

$$\Sigma \sigma \text{ inferior} = -50.91 - 51.76 - 5.72 - 17.94 - 70.20 = -196.53 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{L.R.} = 19,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 1.27 \text{ cm}$$

$$A = 0.987 \text{ cm}^2$$

Proponiendo $Y_s = 9 \text{ cm}$

$$e = 51.21 - 9 = 42.21 \text{ m}$$

$$\sigma \text{ inf.} = P \left(\frac{1}{A} + \frac{e}{S_x} \right)$$

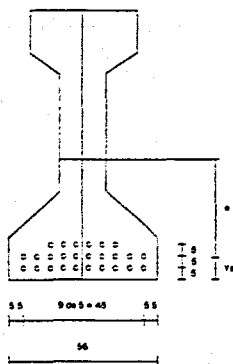
$$196.53 = P \left(\frac{1}{3629} + \frac{42.21}{102676} \right)$$

$$P = 286213 \text{ kg}$$

Trabajando a 0.6 L.R. en forma permanente:

$$t = 0.987 \times 0.60 \times 19000 = 11251.8 \text{ kg}$$

$$\text{No. de torones} = \frac{287625}{11251.8} \approx 26 \text{ torones}$$



$$P' = 26 \times 11251.8 = 292547 \text{ kg}$$

$$Y_s = \frac{6 \times 15 + 10 \times 10 + 10 \times 5}{26} = 9.23 \text{ cm}$$

$$e = 51.21 - 9.23 = 41.98 \text{ cm}$$

Calculo de esfuerzos presfuerzo:

$$\sigma \text{ presfuerzo} = P \left(\frac{1}{A} + \frac{e}{S} \right)$$

$$\sigma \text{ sup.} = 292547 \left(\frac{1}{3629} - \frac{41.98}{82427} \right) = -68.38 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma \text{ inf.} = 292547 \left(\frac{1}{3629} + \frac{41.98}{102676} \right) = 200.22 \text{ kg/cm}^2$$

Resumiendo:

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Carga	σ Sup	σ Sup Ac.	σ Inf	σ Inf Ac.	σ S'	σ S' Ac
Po.Po.	63.42		-50.91			
Presfuerzo	-68.38	-4.96	200.22	149.31		
Losa	64.44	59.38	-51.76	97.55		
Diafragma	7.13	66.61	-5.72	91.83		
CMA	6.38	72.99	-17.94	73.89	7.86	
C.V.	24.96	97.95	-70.20	3.69	41.51	49.37

Revisión de esfuerzos:

El puente vacío:

$$\sigma \text{ sup.} = 72.99 \text{ kg/cm}^2 < 0.4 f'c = 0.4 \times 350 = 140 \text{ kg/cm}^2 \text{ Bien!}$$

$$\sigma \text{ inf.} = 73.89 \text{ kg/cm}^2 < 0.4 f'c = 0.4 \times 350 = 140 \text{ kg/cm}^2 \text{ Bien!}$$

El puente en servicio:

$$\sigma \text{ sup.} = 97.95 \text{ kg/cm}^2 < 0.4 f'c = 0.4 \times 350 = 140 \text{ kg/cm}^2 \text{ Bien!}$$

$$\sigma \text{ inf.} = 3.69 \text{ kg/cm}^2 > 0 \text{ Bien!}$$

Perdidas de presfuerzo.

Se utilizarán las fórmulas recomendadas por las especificaciones AASHTO.

a) Pérdida por contracción del concreto.

$$CC = 1190 - 10.5 \text{ H.R.}$$

$$CC = 1190 - 10.5(75) = 402.50 \text{ kg/cm}^2$$

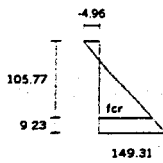
b) Pérdida por acortamiento elástico.

$$AE = \frac{Es}{Eci} \times fcr$$

Considerando esfuerzos por peso propio y por presfuerzo inicial.

$$\sigma \text{ sup.} = 63.42 - 68.38 = -4.96 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma \text{ inf.} = -50.91 + 200.22 = 149.31 \text{ kg/cm}^2$$



$$fcr = \frac{(149.31 + 4.96) \times (115 - 9.23)}{115} - 4.96$$

$$f_{cr} = 136.93 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{ci} = 4270 w^{1.5} \sqrt{f'_{ci}}$$

Donde:

E_{ci} = módulo de elasticidad del concreto, kg/cm^2 .

f'_{ci} = resistencia a la compresión del concreto al aplicar el preesfuerzo inicial, $350 \times 0.8 = 280 \text{ kg/cm}^2$.

W = peso volumétrico del concreto, 2.4 ton/m^3 .

$$E_{ci} = 4270 (2.4^{1.5}) \sqrt{280} = 2.7E5 \text{ kg/cm}^2$$

Para el acero:

$$E_s = 1.96E6 \text{ kg/cm}^2$$

$$AE = \frac{1.96E6}{2.7E5} \times 136.93 = 994 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo permanente 0.6 L.R. = 11400 kg/cm^2

Esfuerzo inicial: 12394 kg/cm^2

$$\% \Delta i = \left(1 - \frac{11400}{12394}\right) = 8 \%$$

Revisión en etapa inicial:

$$P = 26 \times 0.987 \times 19000 \times (0.6 - 0.6(0.08)) = 269143 \text{ kg}$$

Recalculando esfuerzos:

$$\sigma_{\text{sup.}} = 269143 \left(\frac{1}{3629} - \frac{41.98}{82427} \right) = 62.91 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{inf.}} = 269143 \left(\frac{1}{3629} + \frac{41.98}{102676} \right) = 184.21 \text{ kg/cm}^2$$

Revisión en etapa inicial:

$$\sigma_{\text{sup.}} = 63.42 - 62.91 = 0.51 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{inf.}} = 50.91 + 184.21 = 133.30 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos admisibles:

$$\sigma_{\text{sup.}} = 0.8 \sqrt{f'c} = 15 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{inf.}} = 0.6 f'ci = 168 \text{ kg/cm}^2$$

Donde $f'ci = 0.8f'c$

$$f'ci = 0.8 \times 350 = 280 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto los esfuerzos son aceptables.

c) Pérdida por escurrimiento plástico del concreto.

$$CRc = 12fcr - 7fcd$$

Considerando esfuerzos por losa, diafragma, y por carga muerta adicional.

$$\sigma_{L \text{ sup.}} = 64.44 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{L \text{ inf.}} = -51.76 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{D \text{ sup.}} = 7.13 \text{ kg/cm}^2$$

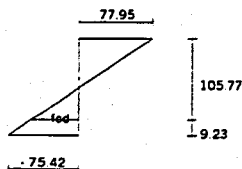
$$\sigma_{D \text{ inf.}} = -5.72 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{CMA \text{ sup.}} = 6.38 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{CMA \text{ inf.}} = -17.94 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{sup.}} = 64.44 + 7.13 + 6.38 = 77.95 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{inf.}} = -51.76 - 5.72 - 17.94 = -75.42 \text{ kg/cm}^2$$



$$fcd = \frac{(77.95 + 75.42) \times (115 - 9.23)}{115} - 77.95$$

$$fcd = 63.11 \text{ kg/cm}^2$$

$$CRc = 1201.39 \text{ kg/cm}^2$$

d) Pérdida por relajación del acero de presfuerzo.

Para elementos pretensados.

$$CRs = 1400 - 0.4AE - 0.2(CC+CRc)$$

$$CRs = 1400 - 0.4(994.00) - 0.2(402.50+1201.39)$$

$$CRs = 681.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta T = 402.50 + 994.00 + 1201.39 + 681.62 = 3279.51 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Perdidas totales} = 3279.51 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo permanente } 0.6 \text{ L.R.} = 11400.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$14679.51 \text{ kg/cm}^2 < 15200 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.78 \text{ L.R.} < 0.80 \text{ L.R.}$$

$$\% \Delta fs = \left(1 - \frac{11400}{14679.51}\right) = 22 \%$$

Revisión en etapa de servicio:

$$P = 26 \times 0.987 \times 19000 \times [0.80 - 0.80(0.22)] = 304249 \text{ kg}$$

$$\sigma \text{ sup.} = 304249 \left(\frac{1}{3629} - \frac{41.98}{82427} \right) = 71.11 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma \text{ inf.} = 304249 \left(\frac{1}{3629} + \frac{41.98}{102676} \right) = 208.23 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos por presfuerzo final, peso propio y carga muerta total.

$$\sigma \text{ sup.} = 71.1 + 63.42 + 64.44 + 7.13 + 6.38 = 212.47 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma \text{ inf.} = 208.23 - 50.91 - 51.76 - 5.72 - 17.94 = 81.90 \text{ kg/cm}^2$$

Presfuerzo final en operación con la carga móvil:

$$\sigma \text{ sup.} = 212.47 + 24.96 = 237.43 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma \text{ inf.} = 81.90 - 70.20 = 11.70 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma \text{ permisible superior} = 0.4 f'c$$

$$\sigma \text{ permisible inferior} = 1.6 \cdot \sqrt{f'c}$$

$$\sigma \text{ permisible superior} = 0.4 \times 350 = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma \text{ permisible inferior} = 1.6 \cdot \sqrt{350} = 30 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto los esfuerzos calculados son aceptables.

III.1.6. Revisión de las etapas de desadherencia.

Para evitar esfuerzos excesivos en las secciones alejadas del centro del claro, se propone engrasar o enductar algunos torones para desadherirlos en las longitudes calculadas a continuación se dejarán los 10 torones del lecho inferior adheridos en toda su longitud y desadherir los demás 16 torones restantes del lecho superior.

Revisión de esfuerzos en la zona de apoyos.

$$P = 10 \times 0.987 \times 19000 \times 0.6$$

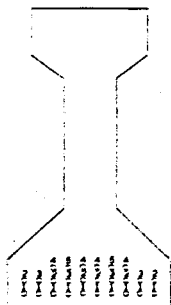
$$P = 112518 \text{ kg}$$

$$e = 51.21 - 5 = 46.21 \text{ cm}$$

$$\sigma \text{ sup.} = 112518 \left(\frac{1}{3629} - \frac{46.21}{82427} \right) = 32.07 < 1.6 \cdot \sqrt{f'c} = 30 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma \text{ inf.} = 112518 \left(\frac{1}{3629} + \frac{46.21}{102676} \right) = 81.64 < 0.4 f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$$

Se propone la siguiente agrupación de torones:



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

10 torones No. 1 adheridos en toda su longitud.

6 torones No. 2 desadheridos a 2.50 m

4 torones No. 3 desadheridos a 4.00 m

4 torones No. 4 desadheridos a 6.00 m

2 torones No. 5 desadheridos a 8.00 m

Revisión de cada etapa de desadherencia.

Grupo de 6 torones No. 2 desadheridos a 2.50 m del eje de apoyos.

Esfuerzos por cargas (distribución parabólica)

$$K = 1 \cdot \left(\frac{x}{L/2} \right)^2$$

$$K = 1 \cdot \left(\frac{8.5}{11} \right)^2 = 0.4029$$

$$\sigma_{\text{sup.}} = 167.17K = 167.17 \times 0.4029 = 67.35 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{inf.}} = -197.50K = -197.50 \times 0.4029 = -79.57 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos por presfuerzo a la izquierda de la sección analizada (10 torones)

$$P = 10 \times 0.987 \times 19000 \times 0.6 = 112518 \text{ kg}$$

$$Y_s = \frac{10 \times 5}{10} = 5 \text{ cm}$$

$$e = 51.21 - 5 = 46.21 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{sup.}} = 112518 \left(\frac{1}{3629} - \frac{46.21}{82427} \right) = -32.07 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{inf.}} = 112518 \left(\frac{1}{3629} + \frac{46.21}{102676} \right) = 81.64 \text{ kg/cm}^2$$

A la derecha de la sección analizada (16 torones)

$$P = 16 \times 0.987 \times 19000 \times 0.6 = 180029 \text{ kg}$$

$$Y_s = \frac{6 \times 10 + 10 \times 5}{16} = 6.88 \text{ cm}$$

$$e = 51.21 - 6.88 = 44.33 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{sup.}} = 180029 \left(\frac{1}{3629} - \frac{44.33}{82427} \right) = -47.21 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{inf.}} = 180029 \left(\frac{1}{3629} + \frac{44.33}{102676} \right) = 127.35 \text{ kg/cm}^2$$

Resumen de esfuerzos finales en la sección analizada a la izquierda.

$$\sigma_{\text{sup.}} = 67.35 - 32.07 = 35.28 \text{ kg/cm}^2 < 0.4 f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{inf.}} = -79.57 + 81.64 = 2.07 \text{ kg/cm}^2 > 0$$

Resumen de esfuerzos finales en la sección analizada a la derecha.

$$\sigma_{\text{sup.}} = 67.35 - 47.21 = 20.14 \text{ kg/cm}^2 < 0.4 f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{inf.}} = -79.57 + 127.35 = 47.78 \text{ kg/cm}^2 > 0$$

Por lo tanto se acepta el grupo No. 2.

Grupo de 4 torones No. 3 desadheridos a 4.00 m del eje de apoyos.

Esfuerzos por cargas (distribución parabólica)

$$K = 1 - \left(\frac{x}{L/2} \right)^2$$

$$K = 1 - \left(\frac{7}{11} \right)^2 = 0.5950$$

$$\sigma_{\text{sup.}} = 167.17K = 167.17 \times 0.5950 = 99.47 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{inf.}} = -197.50K = -197.50 \times 0.5950 = -117.51 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos por presfuerzo a la izquierda de la sección analizada (16 torones)

$$P = 16 \times 0.987 \times 19000 \times 0.6 = 180069 \text{ kg}$$

$$Y_s = \frac{6 \times 10 + 10 \times 5}{16} = 6.88 \text{ cm}$$

$$e = 51.21 - 6.88 = 44.33 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{sup.}} = 180029 \left(\frac{1}{3629} - \frac{44.33}{82427} \right) = -47.21 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{inf.}} = 180029 \left(\frac{1}{3629} + \frac{44.33}{102676} \right) = 127.35 \text{ kg/cm}^2$$

A la derecha de la sección analizada (20 torones)

$$P = 20 \times 0.987 \times 19000 \times 0.6 = 225036 \text{ kg}$$

$$Y_s = \frac{10 \times 10 + 10 \times 5}{20} = 7.50 \text{ cm}$$

$$e = 51.21 - 7.50 = 43.71 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{sup.}} = 225036 \left(\frac{1}{3629} - \frac{43.71}{82427} \right) = -57.32 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{inf.}} = 225036 \left(\frac{1}{3629} + \frac{43.71}{102676} \right) = 157.81 \text{ kg/cm}^2$$

Resumen de esfuerzos finales en la sección analizada a la izquierda.

$$\sigma_{\text{sup.}} = 99.47 - 47.21 = 52.26 \text{ kg/cm}^2 < 0.4 f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{inf.}} = -117.51 + 127.35 = 9.84 \text{ kg/cm}^2 > 0$$

Resumen de esfuerzos finales en la sección analizada a la derecha.

$$\sigma_{\text{sup.}} = 99.47 - 57.32 = 42.15 \text{ kg/cm}^2 < 0.4 f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{inf.}} = -117.51 + 157.81 = 40.30 \text{ kg/cm}^2 > 0$$

Por lo tanto se acepta el grupo No. 3.

Grupo de 4 torones No. 4 desadheridos a 6.00 m del eje de apoyos.

Esfuerzos por cargas (distribución parabólica)

$$K = 1 \cdot \left(\frac{x}{L/2} \right)^2$$

$$K = 1 \cdot \left(\frac{5}{11} \right)^2 = 0.7934$$

$$\sigma \text{ sup.} = 167.17K = 167.17 \times 0.7934 = 132.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma \text{ inf.} = -197.50 K = -197.50 \times 0.7934 = -156.70 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos por presfuerzo a la izquierda de la sección analizada (20 torones)

$$P = 20 \times 0.987 \times 19000 \times 0.6 = 225036 \text{ kg}$$

$$Y_s = \frac{10 \times 10 + 10 \times 5}{20} = 7.50 \text{ cm}$$

$$e = 51.21 - 7.50 = 43.71 \text{ cm}$$

$$\sigma \text{ sup.} = 225036 \left(\frac{1}{3629} - \frac{43.71}{82427} \right) = -57.32 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma \text{ inf.} = 225036 \left(\frac{1}{3629} + \frac{43.71}{102676} \right) = 157.81 \text{ kg/cm}^2$$

A la derecha de la sección analizada (24 torones)

$$P = 24 \times 0.987 \times 19000 \times 0.6 = 270043 \text{ kg}$$

$$Y_s = \frac{4 \times 15 + 10 \times 10 + 10 \times 5}{24} = 8.75 \text{ cm}$$

$$e = 51.21 - 8.75 = 42.46 \text{ cm}$$

$$\sigma \text{ sup.} = 270043 \left(\frac{1}{3629} - \frac{42.46}{82427} \right) = -64.29 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma \text{ inf.} = 270043 \left(\frac{1}{3629} + \frac{42.46}{102676} \right) = 186.06 \text{ kg/cm}^2$$

Resumen de esfuerzos finales en la sección analizada a la izquierda.

$$\sigma \text{ sup.} = 132.63 - 57.32 = 75.31 \text{ kg/cm}^2 < 0.4 f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma \text{ inf.} = -156.70 + 157.81 = 1.11 \text{ kg/cm}^2 > 0$$

Resumen de esfuerzos finales en la sección analizada a la derecha.

$$\sigma \text{ sup.} = 132.63 - 64.29 = 68.34 \text{ kg/cm}^2 < 0.4 f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma \text{ inf.} = -156.70 + 186.06 = 29.36 \text{ kg/cm}^2 > 0$$

Por lo tanto se acepta el grupo No. 4.

Grupo de 2 torones No. 5 desadheridos a 8.00 m del eje de apoyos.

Esfuerzos por cargas (distribución parabólica)

$$K = 1 \cdot \left(\frac{x}{L/2} \right)^2$$

$$K = 1 \cdot \left(\frac{3}{11} \right)^2 = 0.9256$$

$$\sigma \text{ sup.} = 167.17K = 167.17 \times 0.9256 = 154.73 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma \text{ inf.} = -197.50 K = -197.50 \times 0.7934 = -182.81 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos por preesfuerzo a la izquierda de la sección analizada (24 torones)

$$P = 24 \times 0.987 \times 19000 \times 0.6 = 270043 \text{ kg}$$

$$Y_s = \frac{4 \times 15 + 10 \times 10 + 10 \times 5}{24} = 8.75 \text{ cm}$$

$$e = 51.21 - 8.75 = 42.46 \text{ cm}$$

$$\sigma \text{ sup.} = 270043 \left(\frac{1}{3629} - \frac{42.46}{82427} \right) = -64.29 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma \text{ inf.} = 270043 \left(\frac{1}{3629} + \frac{42.46}{102676} \right) = 186.06 \text{ kg/cm}^2$$

A la derecha de la sección analizada (26 torones)

$$P = 26 \times 0.987 \times 19000 \times 0.6 = 292547 \text{ kg}$$

$$Y_s = \frac{6 \times 15 + 10 \times 10 + 10 \times 5}{26} = 9.23 \text{ cm}$$

$$e = 51.21 - 9.23 = 41.98 \text{ cm}$$

$$\sigma \text{ sup.} = 292547 \left(\frac{1}{3629} - \frac{41.98}{82427} \right) = -68.38 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma \text{ inf.} = 292547 \left(\frac{1}{3629} + \frac{41.98}{102676} \right) = 200.22 \text{ kg/cm}^2$$

Resumen de esfuerzos finales en la sección analizada a la izquierda.

$$\sigma \text{ sup.} = 154.73 - 64.29 = 90.44 \text{ kg/cm}^2 < 0.4 f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{inf} = -182.81 + 157.81 = 3.25 \text{ kg/cm}^2 > 0$$

Resumen de esfuerzos finales en la sección analizada a la derecha.

$$\sigma_{sup} = 154.73 - 68.38 = 86.35 \text{ kg/cm}^2 < 0.4 f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{inf} = -182.81 + 200.22 = 17.41 \text{ kg/cm}^2 > 0$$

III.1.7. Diseño por Tensión Diagonal.

Según las especificaciones AASHTO el diseño por cortante para elementos presforzados se hará por el método de los factores de carga.

$$V_u = \frac{1.3}{\phi} \left(V_{CM} + \frac{5}{3} V_{CV+I} \right)$$

Donde:

$\phi = 0.9$, factor de reducción por cortante.

Para la zona de máximo cortante.

$$V_{CM} = 9.711 + 9.634 + 0.534 + 5.597 = 25.476 \text{ ton}$$

$$V_{CV+I} = 24.334 \text{ ton}$$

$$V_u = \frac{1.3}{0.9} \left(25.476 + \frac{5}{3} 24.334 \right)$$

$$V_u = 95.38 \text{ ton}$$

Cortante que toma el concreto.

$$V_c = 0.06 f'c b' j d \leq 12.6 b' j d$$

$$V_c = 0.06 \times 350 \times 18 \times 0.9 \times 125.77 = 42787 \text{ kg}$$

$$V_c \text{ máx} = 12.6 \times 18 \times 0.9 \times 125.77 = 25672 \text{ kg Rige}$$

Area de acero por cortante en la zona de máximo cortante.

$$A_v = \frac{(V_u - V_c)}{2 f_s y j d} \text{ Sep} \geq \frac{7 b' \text{ Sep}}{f_s y}$$

$$A_v = \frac{95380 - 25672}{2 \times 4200 \times 0.9 \times 125.77} \text{ Sep} = 0.0733 \text{ Sep}$$

$$Av \text{ mín} = \frac{7 \times 18}{4200} \text{ Sep} = 0.03 \text{ Sep}$$

Utilizando varillas del # 4c

$$Av = 1 \times 1.27 = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sep } 1 = \frac{1.27}{0.0733} = 17 \text{ cm}$$

$$\text{Sep } 2 = \frac{1.27}{0.03} = 42 \text{ cm}$$

$$\text{Sep máx} = \frac{h}{2} = \frac{135}{2} = 67 \text{ cm}$$

Por lo tanto se colocarán estribos del # 4c a cada 17 cm en para la longitud total del puente.

Revisando también si son adecuados para los amarres del cortante horizontal

El esfuerzo cortante en la superficie de contacto entre trabe y losa se calcula con la siguiente expresión:

$$v = \frac{VuQ}{Ibv}$$

Donde:

Q = momento estático.

I = momento de inercia.

bv = ancho de la sección transversal en la superficie de contacto.

$$I = 14364242 \text{ cm}^3$$

$$Vu = 95.38 \text{ ton}$$

$$bv = 40 \text{ cm}$$

$$Q = 152 \times 20 \times 41.21 = 125278 \text{ cm}^3$$

$$v = \frac{95380 \times 125278}{14364242 \times 40}$$

$$v = 20.80 \text{ kg/cm}^2 < 21 \text{ kg/cm}^2 (Vu \text{ máx})$$

Por lo tanto solo se necesitarán los amarres mínimos de acero y la superficie de contacto del elemento prefabricado deberá estar limpia e intencionalmente rugosa.

Av. mín. requerida = 2 varillas # 3c por cada espacio de 30 cm

$$\frac{1.42}{30} = 0.047 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

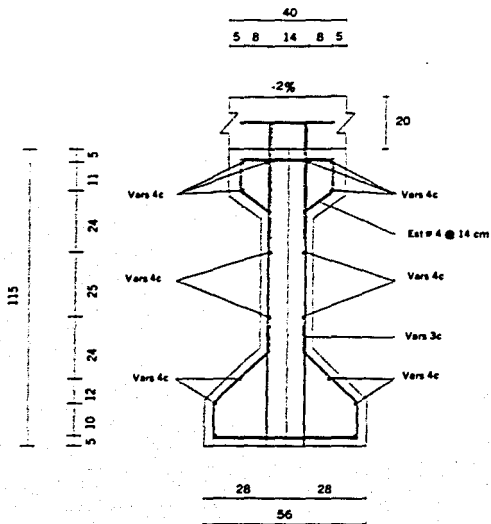
Utilizando los estribos del 3c ($A_v = 1.42 \text{ cm}^2$)

$$A_v \text{ est.} = \frac{1.42}{19} = 0.075 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$0.075 > 0.047$$

Por lo tanto la revisión es satisfactoria. Se utilizarán los estribos propuestos.

El refuerzo en las trabes queda como se muestra a continuación:



REFUERZO

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

III.1.8. Revisión por resistencia última.

Por especificaciones, se revisará el peralte de la trabe por momento último (factores de carga). De acuerdo con las normas AASHTO, se debe cumplir que $M_u < M_{RU}$.

M_u = momento último de diseño.

M_{RU} = momento resistente último.

Aplicando la siguiente expresión para elementos prefabricados pretensados en planta.

$$M_u = \frac{1.3}{\phi} \left(M_{CM} + \frac{5}{3} M_{CV+I} \right)$$

M_{CM} = momento debido a la carga muerta.

M_{CV} = momento debido a la carga viva más el impacto.

$\phi = 1.0$, factor de reducción para miembros de concreto presforzado pretensado y producidos en fabrica.

$$M_{CM} = 52.695 + 52.272 + 5.874 + 30.371 = 141.212 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$M_{CV+I} = 118.859 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$M_u = \frac{1.3}{1.0} \left(141.212 + \frac{5}{3} 118.859 \right)$$

$$M_u = 441.10 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

Revisando si el eje neutro queda o no dentro del espesor del mismo.

$$E.N. = \frac{1.4dp \cdot fsu \cdot}{f_c}$$

Donde:

d = distancia de la fibra mas alejada a compresión al centroide de la fuerza de preesfuerzo.

$p \cdot$ = porcentaje de acero de preesfuerzo = $\frac{As \cdot}{bd}$

$f \cdot su$ = esfuerzo medio en el acero de presfuerzo en la carga última.

$$f \cdot su = f' s \left(1 - \frac{0.5p \cdot f' s}{f_c} \right)$$

$$A_s = 26 \times 0.987 = 25.662 \text{ cm}^2$$

$$d = 135 - 9.23 = 125.77 \text{ cm}$$

$$b = 152 \text{ cm}$$

$$p = \frac{26 \times 0.987}{152 \times 125.77} = 0.00134$$

Esfuerzo en el acero:

$$f \cdot s_u = 19000 \left(1 - \frac{0.5 \times 0.00134 \times 19000}{350} \right) = 18308 \text{ kg}$$

$$E.N. = \frac{1.4 \times 125.77 \times 0.00134 \times 18308}{350} = 12 \text{ cm}$$

$$t \text{ crítico} = 12 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$$

Por lo tanto el eje neutro queda contenido dentro del espesor del patín, se trata de una sección rectangular y el momento resistente último por flexión se determina mediante la siguiente expresión:

$$M_{R_U} = A \cdot s_f \cdot s_{ud} \left(1 - 0.06 \frac{p \cdot f \cdot s_u}{r_c} \right)$$

$$M_{R_U} = 25.662 \times 18308 \times 125.77 \left(1 - 0.06 \frac{0.00134 \times 18308}{350} \right)$$

$$M_{R_U} = 588.40 \text{ ton-m}$$

Como $M_u < M_{R_U}$

Por lo tanto se acepta el peralte de la trabe, así como el acero de presfuerzo calculado.

$$\text{Factor de seguridad} = \frac{588.40}{441.10} = 1.33$$

III.1.9. Revisión por deflexión.

El método que se empleará para calcular las deflexiones consiste en lo siguiente:

Este método consiste en considerar el concreto como un cuerpo libre separado de los torones, los cuales son propuestos por un sistema de fuerzas que actúan sobre el concreto.

Se muestra a continuación:

a) Deflexión debido al peso propio, losa y diafragma.

$$\Delta = \frac{5wl^4}{384EI} + \frac{Pl^3}{48EI}$$

$$W = 0.871 + 0.864 = 1.735 \text{ ton}$$

$$P = 1.068 \text{ ton}$$

$$E = 270000 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 5258030 \text{ cm}^4$$

$$\Delta_1 = \frac{5 \times 1.735 \times 22^4}{384 \times 2700000 \times 0.0525803} + \frac{1.068 \times 22^3}{48 \times 2700000 \times 0.0525803}$$

$$\Delta_1 = 0.0389 \text{ cm}$$

$$\Delta_1 = 3.89 \text{ cm}$$

b) Deflexión debido a la carpeta muerta adicional.

$$W = 0.502 \text{ ton}$$

$$I = 14364242 \text{ m}^4$$

$$\Delta_2 = \frac{5wl^4}{384EI}$$

$$\Delta_2 = \frac{5 \times 0.502 \times 22^4}{384 \times 2700000 \times 0.14364242}$$

$$\Delta_2 = 0.0039 \text{ m}$$

$$\Delta_2 = 0.39 \text{ cm}$$

Deflexión debido a la carga muerta total.

$$\Delta = 3.89 + 0.39 = 4.28 \text{ cm}$$

c) Contradeflexión debido al presfuerzo.

$$\Delta_3 = \frac{ML^2}{8EI} = \frac{PeL^2}{8EI}$$

P = fuerza en el acero presforzado.

$$P = 26 \times 0.987 \times 0.6 \times 19 = 292.55 \text{ ton}$$

$$I = 0.0525803 \text{ m}^4$$

$$e = 0.5121 - 0.0923 = 0.4198 \text{ m}$$

$$\Delta_3 = \frac{292.55 \times 0.4198 \times 22^2}{8 \times 2700000 \times 0.0525803}$$

$$\Delta_3 = 0.0523 \text{ m}$$

$$\Delta_3 = 5.23 \text{ cm}$$

d) Deflexión neta debido al presfuerzo y a la carga muerta total.

$$\Delta_n = \Delta_1 + \Delta_2 - \Delta_3$$

$$\Delta_n = 3.89 + 0.39 - 5.23$$

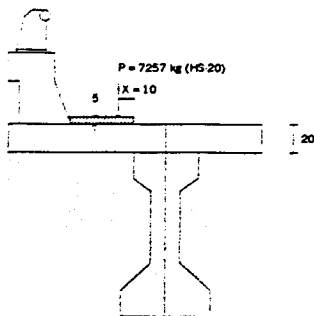
$$\Delta_n = -0.95 \text{ cm}$$

Se tiene una contraflecha de -0.95 cm , por lo tanto la revisión se considera satisfactoria, ya que teóricamente una trabe presforzada pretensada no debe tener una deflexión positiva.

III.2. CALCULO DE LA LOSA.

La losa se colocará sobre traveses presforzados pretensados, será de concreto reforzado de $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, con un ancho total de 12.80 m y un espesor de 20 cm . La revisión del diseño es según las normas AASHTO.

III.2.1. Losa en voladizo.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

a) Carga muerta.

Elemento	Carga (Ton/m)	Brazo de palanca (m)	Momento (ton-m)
Parapeto:	0.200	0.565	0.113
Guarnición:	0.345	0.565	0.195
Losa:	0.384	0.400	0.154
Asfalto:	0.044	0.200	0.009

$$M_{cm} = 0.471 \text{ Ton-m/m}$$

b) Análisis por carga viva.

Para el momento por carga móvil, se supondrá que el eje central vertical de la rueda (HS-20), ocupa una posición a 30 cm. de la cara de guarnición.

Las normas AASHTO recomienda que para el empleo del refuerzo perpendicular a la dirección del tránsito, la carga por rueda se distribuirá de la siguiente manera:

$$E = 0.8X + 1.143$$

Donde:

X = distancia en metros, desde la carga hasta el punto de apoyo.

E = ancho de la losa sobre el que se distribuye una carga por rueda.

$$X = 1.00 - 0.20 - 0.40 - 0.30 = 0.10 \text{ m.}$$

El ancho de distribución será:

$$E = 0.8 (0.10) + 1.143 = 1.223$$

El momento por carga viva, por metro de ancho de losa en volado, según las normas AASHTO es:

$$M_{cv} = \frac{P_{cv}}{E} Xl$$

Donde:

X = distancia en metros, desde la carga hasta el punto de apoyo.

E = ancho de la losa sobre el que se distribuye una carga por rueda.

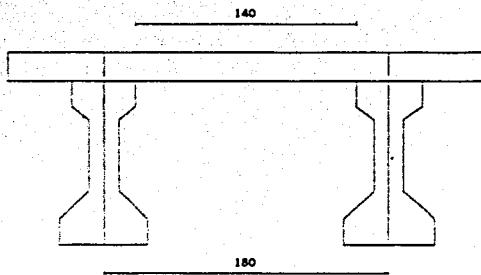
P_{cv} = carga por rueda, en kg.

$$I = 1 + \frac{15.24}{1+38.1} = 1.39 > 1.30$$

$$M_{cv} = \frac{7.257}{1.233} \times 0.10 \times 1.3 = 0.771 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$M \text{ total} = 0.471 + 0.771 = 1.242 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

III.2.2. Losa entre trabes.



a) Carga muerta.

$$\text{Losa: } 0.20 \times 2.4 = 0.48 \text{ ton/m}$$

$$\text{Asfalto: } 0.10 \times 2.2 = 0.22 \text{ ton/m}$$

$$0.70 \text{ ton/m}$$

Considerando la trabe como semiempotrada.

$$M_{cm} = \frac{wl^2}{10}$$

$$M_{cm} = \frac{0.70 \times 1.58^2}{10} = 0.17 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

b) Carga móvil.

De acuerdo a las especificaciones AASHTO, el momento por carga móvil, se determina con la siguiente expresión:

$$M_{cv} = \frac{S+0.61}{9.74} P l$$

Donde:

S = distancia entre bordes de patines más el ancho del alma.

P = descarga de una llanta trasera HS - 20 = 7257 kg

$$l = 1 + \frac{15.24}{1.8 + 38.1} = 1.38 > 1.30$$

$$M_{cv} = \left(\frac{1.58 + 0.61}{9.74} \right) \times 7.257 \times 1.30 = 2.12 \text{ ton-m}$$

Momento total: $0.17 + 2.12 = 2.29 \text{ ton-m}$ Rige

Por lo tanto se diseñará toda la losa con el momento total de 2.32 ton-m.

c) Diseño.

Revisando para una franja unitaria de 1.00 m, con $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$.

Calculo de constantes.

Determinación del brazo del par resistente (j_d) con acero de refuerzo límite elástico = 4200 kg/cm^2 .

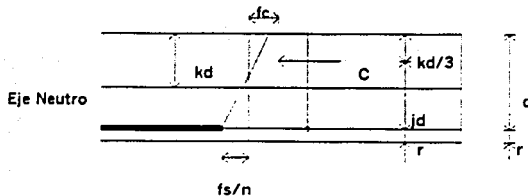
El esfuerzo a compresión del concreto es:

$$f_c = 0.4f'c = 0.4 \times 250 = 100 \text{ kg/cm}^2.$$

El esfuerzo de trabajo del acero es:

$$f_s = 0.5f_y = 0.5 \times 4200 = 2100 \text{ kg/cm}^2.$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



De la figura anterior tenemos que por comparación de triángulos:

$$\frac{kd}{d} = \frac{fc}{fc + fs/n}$$

$$kd = \frac{fcd}{fc + fs/n}$$

$$k = \frac{fcd}{d(fc + fs/n)} = \frac{fc}{fc + fs/n}$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{fs}{nfc}}$$

El brazo:

$$jd = d \cdot \frac{kd}{3}$$

$$j = 1 \cdot \frac{k}{3}$$

Para el concreto:

$$Ec = 4270 w^{1.5} \cdot \sqrt{f'c}$$

Donde:

Ec = módulo de elasticidad del concreto, kg/cm^2 .

$f'c$ = esfuerzo de trabajo del concreto, $250 kg/cm^2$.

W = peso volumétrico del concreto, $2.4 ton/m^3$.

$$Ec = 4270 (2.4^{1.5}) \cdot \sqrt{200} = 224522 kg/cm^2$$

Para el acero:

$$Es = 2039000 kg/cm^2$$

Entonces la relación de módulos será:

$$n = \frac{Es}{Ec} = \frac{2039000}{224522} = 9$$

$$k = \frac{1}{1 + (fs/nfc)} = \frac{1}{1 + (2100/9 \times 100)}$$

$$k = 0.3$$

$$j = 1 \cdot \frac{k}{3} = 1 \cdot \frac{0.3}{3}$$

$$j = 0.9$$

$$jd = 0.9 \times 16 = 14.4 \text{ cm}$$

$$K = \frac{1}{2} fckj = 0.5 \times 100 \times 0.3 \times 0.9 = 13.5 \text{ kg/cm}^2$$

Calculo del peralte.

$$d = \frac{M}{K}$$

$$d = \frac{2290}{13.5} = 13 \text{ cm}$$

Por razones constructivas y de rigidez del conjunto el peralte efectivo de la losa será de $d = 20 - 4 = 16 \text{ cm}$

$16 \text{ cm} > 13 \text{ cm}$ por lo tanto si cumple.

d) Acero de refuerzo principal por flexión.

Para refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito las normas AASHTO recomienda un porcentaje del refuerzo principal, este porcentaje es:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

$$A_s = \frac{229000}{2100 \times 0.9 \times 16}$$

$$A_s = 7.57 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Utilizando varillas del 5c, la separación de las varillas será la siguiente:

$$\text{Sep} = \frac{100a_s}{A_s}$$

$$\text{Sep} = \frac{100 \times 1.99}{7.57} = 26 \text{ cm}$$

e) Acero de refuerzo para distribución.

Se colocará en el lecho inferior de la losa, transversalmente a la dirección del refuerzo principal, para lograr una dirección lateral de las cargas vivas concentradas. Este acero se

valuará como un porcentaje del acero de refuerzo principal necesario para el momento positivo, este porcentaje se obtendrá de acuerdo con las normas AASHTO, con la siguiente expresión:

$$A_s \% = \frac{121}{S}$$

Máximo 67 %

Donde:

S = longitud efectiva del claro = 1.58 m.

A_s % = acero de refuerzo para distribución, en cm^2/m .

$$A_s \% = \frac{121}{1.58} = 96 \% > 67 \%$$

Por lo tanto se empleará A_s % = 67 %

$$A_s = 0.67 \times 7.57 = 5.07 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Utilizando varillas del 4c, la separación de las varillas será la siguiente:

$$\text{Sep} = \frac{100 \times 1.27}{5.07} = 25 \text{ cm}$$

f) Acero de refuerzo por temperatura.

El refuerzo por temperatura se colocará en ambas direcciones en la superficie susceptible de sufrir agrietamientos, debido a cambios de temperatura en el concreto.

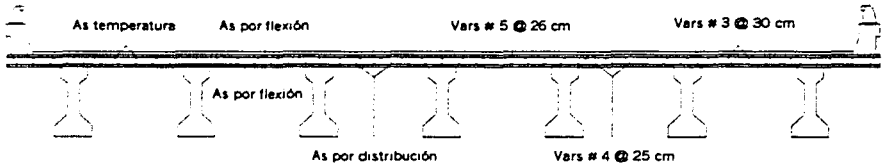
$$A_{st} = 0.0015bd$$

$$A_{st} = 0.0015 \times 100 \times 16 = 2.4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Utilizando varillas del 3c, la separación de las varillas será la siguiente:

$$\text{Sep} = \frac{100 \times 0.71}{2.40} = 30 \text{ cm}$$

ARMADO DE LA LOSA



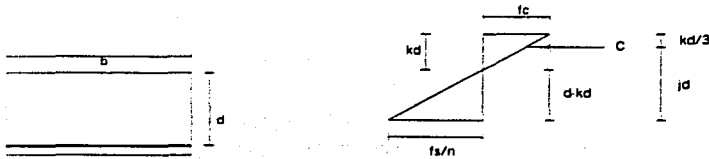
Revisión de esfuerzos:

a) Profundidad del eje neutro.

Para esto se tendrá que sustituir el área de acero por un área de concreto = nA_s ; es decir:

Con $n = 9$ y $A_s = 7.57 \text{ cm}^2$

$nA_s = 9 \times 7.57 = 68.13 \text{ cm}^2$



Calculando los momentos estáticos, con relación al eje neutro se tiene:

$$bkd \times \frac{bd}{2} = nA_s (d-bd)$$

$$bkd \times \frac{bd}{2} \cdot nA_s (d-bd) = 0$$

Con:

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

$$n = 9$$

$$A_s = 7.57 \text{ cm}^2$$

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

$$d = 16 \text{ cm}$$

$$\frac{100}{2} (kd^2) - 9(7.57)(16-kd) = 0$$

$$50 (kd^2) + 68.13 kd - 1090.08 = 0$$

$$kd^2 + 1.36 kd - 21.80 = 0$$

Resolviendo la ecuación de segundo grado tenemos, obtenemos el eje neutro con valor de:

$$kd = \frac{-1.36 \pm \sqrt{(1.36)^2 - 4(1)(-21.80)}}{2(1)}$$

$$kd = \frac{-1.36 \pm 9.44}{2}$$

$$kd = 4.04 \text{ cm}$$

b) Brazo de palanca.

$$jd = d \cdot \frac{kd}{3}$$

$$jd = 16 \cdot \frac{4.04}{3} = 14.6 \text{ cm} \cong 14.4 \text{ cm}$$

c) Esfuerzo en el concreto.

Por razones de equilibrio el momento de flexión, deberá ser igual tanto a la compresión como a la tensión.

Por el brazo de palanca es decir:

$$M = Cjd = Tjd$$

Por lo tanto el valor de la compresión será:

$$C = \frac{M}{jd} = \frac{229000}{14.6}$$

$$C = 15685 \text{ kg}$$

De la figura se tiene:

$$C = \frac{1}{2} fcbkd = 0.5fc(100)(4.04)$$

$$15685 = 202 fc$$

$$f_c = 78 \text{ kg/cm}^2 < 0.4f'_c = 100 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto se acepta el esfuerzo a compresi3n del concreto.

d) Esfuerzo en el acero.

La fatiga del trabajo del acero se obtiene a partir de:

$$M = Tjd$$

$$T = \frac{M}{jd} = \frac{229000}{14.6}$$

$$T = 15685 \text{ kg}$$

Teniendo en cuenta que:

$$T = A_s f_s$$

$$\text{Con } A_s = 7.57 \text{ cm}^2$$

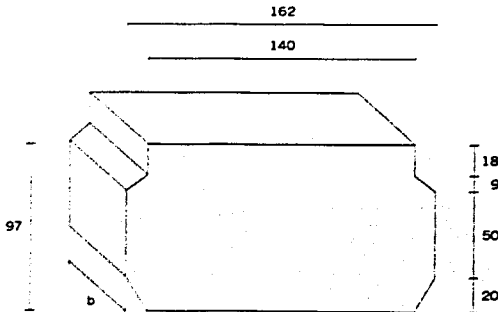
$$f_s = \frac{T}{A_s} = \frac{15685}{7.57}$$

$$f_s = 2072 \text{ kg/cm}^2 < 0.5f_y = 2100 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se acepta el esfuerzo en le acero.

III.3. CALCULO DE DIAFRAGMAS.

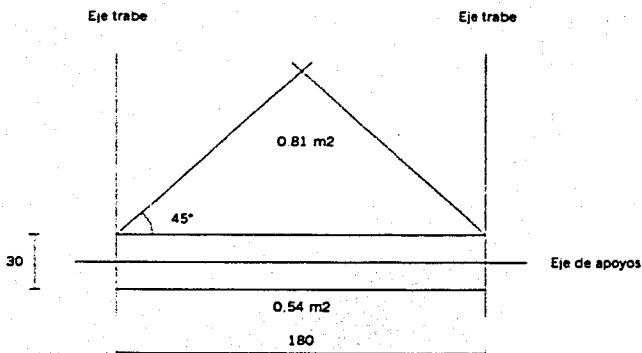
Los diafragmas se proyectar3n para soportar las cargas del peso propio, de la losa, as3 como de las concentraciones de los camiones que directamente est3n sobre 3l.



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

$$A_{\text{total}} = 1.4837 \text{ m}^2$$

$$A_t = \frac{1.4837}{1.62} = 0.92 \text{ m}^2/\text{m}$$



$$A_{\text{tributaria}} = 1.80 \times 0.30 + \left(\frac{1.80 \times 0.90}{2} \right) = 1.35 \text{ m}^2$$

$$W_{\text{po.po.}} = 0.30 \times 0.92 \times 2.4 = 0.66$$

$$W_{\text{losa}} = 0.20 \times 1.35 \times 2.4 = 0.65$$

$$W_{\text{carpeta}} = 0.10 \times 1.35 \times 2.2 = 0.30$$

$$W_t = 1.61 \text{ ton-m}$$

$$W_{\text{cv}} = 7.257 \times 1.3 = 9.43 \text{ ton}$$

Considerando una viga simplemente apoyada, con carga creciente uniformemente hacia al centro.

$$M_{\text{cm}} = \frac{1.61 \times 1.80}{6} = 0.48 \text{ ton-m}$$

$$V_{\text{cm}} = \frac{1.61}{2} = 0.81 \text{ ton}$$

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

$$M_{cv} = \frac{9.43 \times 1.80}{4} = 4.24 \text{ ton-m}$$

$$V_{cv} = 9.43 \text{ ton}$$

$$M_{\text{total}} = 4.72 \text{ ton-m}$$

$$V_{\text{total}} = 6.17 \text{ ton}$$

Peralte mínimo. Suponiendo 30 cm de espesor en la sección, se tiene:

$$d = \sqrt{\frac{472000}{13.5 \times 30}}$$

$$d = 34 < 100 \text{ cm}$$

Por lo tanto es satisfactorio.

Acero de refuerzo, $f_s = 2100 \text{ kg/cm}^2$

$$j = 0.90$$

$$A_s = \frac{472000}{2100 \times 0.90 \times 100}$$

$$A_s = 2.50 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 2 varillas # 4c = 2.54 > 2.50 cm²

Revisión por cortante:

$$v_{\text{permisible}} = 0.075f'_c$$

$$v_{\text{permisible}} = 0.075 \times 250 = 18.75 \text{ kg/cm}^2$$

$$v = \frac{V}{bh}$$

$$v = \frac{10230}{30 \times 100}$$

$$v = 3.41 \text{ kg/cm}^2 < 18.75 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto es satisfactorio.

Utilizando estribos # 3:

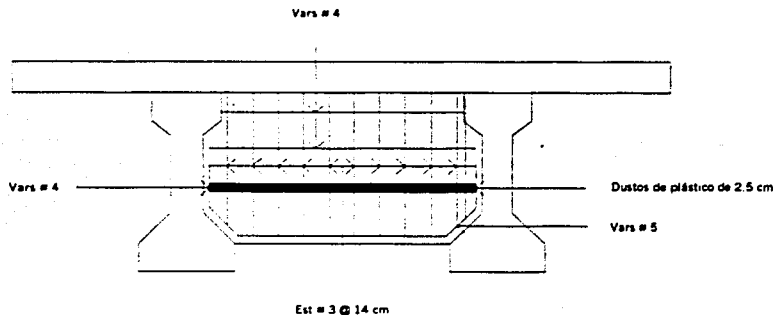
$$S_{ep} = \frac{2asfsjd}{v} = \frac{2 \times 0.71 \times 2100 \times 0.9 \times 100}{10230} = 26 \text{ cm}$$

$$\text{Sep máx.} = \frac{asfy}{7b'} = \frac{0.71 \times 4200}{7 \times 30} = 14 \text{ cm}$$

$$\text{Sep máx.} = \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

Se utilizarán estribos del # 3 @ 14 cm.

Se colocarán varillas del 4c en ambos sentidos para armado por especificación y varillas del 5c en la parte inferior del diafragma.



III.4. DISEÑO DE LOS APOYOS.

Cortante máximo.

$$V_{CM} = 9.711 + 9.634 + 0.534 + 5.597 = 25.476 \text{ ton}$$

$$V_{CV+I} = 24.334 \text{ ton}$$

$$V \text{ máx} = 25.436 + 24.334 = 49.81 \text{ ton}$$

Se propone utilizar placas integrales de neopreno ASTM - D2240, dureza shore 60 de 30 x 30 cm en planta.

1) Apoyos fijos.

Esfuerzo permisible:

$$\sigma_{\text{per}} = \frac{8ab}{1.3(a+b)} = \frac{8 \times 30 \times 30}{1.3(30+30)} = 92 \text{ kg/cm}^2$$

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Esfuerzo de compresión:

$$\sigma_c = \frac{V_{max}}{ab} = \frac{49810}{30 \times 30} = 55 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo resistente:

$$\sigma_r = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c \leq \sigma_{per} \leq \sigma_r$$

Por lo tanto la sección propuesta es aceptada.

2) Apoyos móviles.

a) Deformación total por esfuerzo:

$$\Delta e = \frac{fl}{E}$$

Donde:

$$F = 1700 \text{ kg/cm}^2 \text{ (para dureza shore 60)}$$

$$E = 2000000 \text{ kg/cm}^2 \text{ (para neopreno)}$$

L = longitud del claro en cm.

$$\Delta e = \frac{1700 \times 2200}{2000000} = 1.87 \text{ cm}$$

b) Deformación por carga muerta:

$$\Delta cm = 1.87 \left(\frac{61.66}{61.66 + 11.04} \right) = 1.59 \text{ cm}$$

c) Deformación por contracción de fraguado y contracción diferida:

El coeficiente de contracción de una estructura presforzada, total o parcialmente es de $c = 0.0002$.

$$\Delta cc = 0.0002 \times 2200 = 0.44 \text{ cm}$$

d) Deformación por temperatura:

$$\text{Acción a corta duración} = \Delta t_1 = 0.00030 \times 2200 = 0.66 \text{ cm}$$

$$\text{Acción a larga duración} = \Delta t_2 = 0.000275 \times 2200 = 0.60 \text{ cm}$$

e) Deformación máxima:

Contracción: $1.59 - (0.44 + 0.60) = 0.55 \text{ cm}$

Dilatación: $(1.87 + 0.66) - 0.44 = 2.09 \text{ cm}$

$\Delta \text{máx} = 2.09 \text{ cm}$

$h \text{ mínima} = 2 \Delta \text{máx} = 2 \times 2.09 = 4.18 \text{ cm}$

$h = 4.1 \text{ cm}$

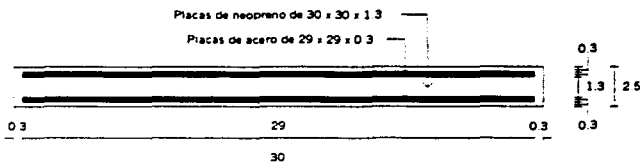
$4.1 \text{ cm} \approx 4.18 \text{ cm}$

$h \approx h \text{ mín}$

Por lo tanto la sección propuesta es aceptada.

Apoyo fijo

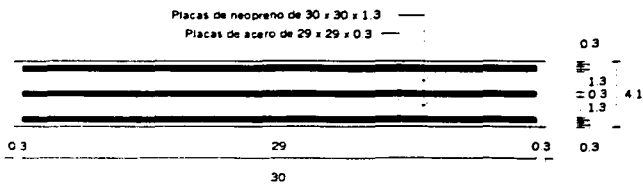
- 1 placas de $30 \times 30 \times 1.3$ Neopreno
- 2 placas de $30 \times 30 \times 0.3$ Neopreno
- 2 placas de $29 \times 29 \times 0.3$ Acero A - 36



Apoyo fijo

Apoyo móvil

- 2 placas de $30 \times 30 \times 1.3$ Neopreno
- 2 placas de $30 \times 30 \times 0.3$ Neopreno
- 3 placas de $29 \times 29 \times 0.3$ Acero A - 36



Apoyo móvil

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

CAPITULO IV

DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

Generalidades.

Los caballetes se proyectarán para resistir la presión de empuje del suelo, el peso propio del caballete y la superestructura, la carga viva sobre cualquier porción de la superestructura o terraplén de acero, fuerzas debidas al viento, fuerza longitudinal cuando el apoyo es fijo y fuerzas longitudinales transmitidas por la fricción que se desarrolla en los apoyos.

Los caballetes son en esencia muros transversales al camino y son los que reciben en forma directa las cargas de todo el tramo que abarca a la superestructura.

Los caballetes serán de concreto reforzado de $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$.

Para el diseño se consideró solamente un caballete, por ser similares dichos caballetes.

1. Localización.

El caballete No. 1 se ubicará en la estación $162 + 386$, cuya rasante será la elevación = 2141.34 m

El caballete No. 4 se ubicará en la estación $162 + 453.28 \text{ m}$

2. Esviaje.

Puente normal al cruce.

3. Apoyos.

Serán fijos.

4. Tránsito.

Carga móvil $T_3-S_2-R_4$ (Tipo I) en un carril y HS-20 en dos carriles.

Combinaciones de cargas

Los siguientes grupos, representan varias combinaciones de cargas y fuerzas a las que podrá estar sometido un caballete.

Para cada parte del estribo o la cimentación, sobre la cual se apoye se proporcionará para todas las combinaciones de estas fuerzas que puedan aplicarse al tipo o sitio en particular, aplicando los porcentajes de los esfuerzos unitarios básicos, indicados para los diversos grupos, esto se hace de acuerdo a las especificaciones AASHTO.

Esfuerzos unitarios

GRUPO I:	CM + CV + I + ET + S + PC	100 %
GRUPO II:	CM + ET + S + PC + VE	125 %
GRUPO III:	Grupo I + FR + F + 30%VE + VCV + VC	125 %
GRUPO IV:	Grupo I + A + C + T	125 %
GRUPO V:	Grupo II + A + C + T	140 %
GRUPO VI:	Grupo III + A + C + T	140 %
GRUPO VII:	CM + ET + S + PC + TT	133 %
GRUPO VIII:	Grupo I + PH	140 %
GRUPO IX:	Grupo II + PH	150 %

Donde:

CM = Carga muerta

CV = Carga viva

I = Impacto

ET = Empuje de tierras

S = Subpresión

VE = Viento sobre la subestructura

VCV = Presión del viento sobre la carga viva

FR = Frenaje

F = Fricción

A = Acortamiento por compresión.

C = Contracción

T = Temperatura

TT = Sismo

PC = Presión de la corriente

PH = Presión del hielo

Después de analizar los grupos, se consideran los grupos I, III y VII por ser los más desfavorables.

IV.I. DISEÑO DE CABALLETES 1 Y 4 CON PILOTES COLADOS EN EL LUGAR.

Descripción:

La estructura se diseñará para soportar media superestructura de losa de concreto reforzado la cual se apoya sobre siete traveses de concreto presforzado de 22 metros de claro.

El ancho total es de 12.80 m y permite el paso para dos bandas de circulación de camión tipo HS-20 y una banda de camión T₃-S₂-R₄ (Tipo I)

CARGA MUERTA

Para siete traveses de 1.15 m que soportarán una losa de 20 cm de espesor.

$$\text{Losa} = 0.20 \times 12.80 \times 22.60 \times 2.4 = 138.85 \text{ ton}$$

$$\text{Carpeta} = 0.10 \times 12.00 \times 22.60 \times 2.2 = 59.66 \text{ ton}$$

$$\text{Guarnición} = 0.35 \times 22.60 \times 2 = 15.82 \text{ ton}$$

$$\text{Parapeto} = 0.20 \times 22.60 \times 2 = 9.04 \text{ ton}$$

$$\text{Traveses} = 0.3629 \times 7 \times 22.60 \times 2.4 = 137.78 \text{ ton}$$

$$\text{Diafragmas} = 1.4837 \times 0.30 \times 2.4 \times 18 = 19.23 \text{ ton}$$

$$\text{Total} = 380.38 \text{ ton}$$

$$\text{C.M. (medio tramo)} = 190.19 \text{ ton}$$

CARGA MOVIL

De tablas del apéndice de las especificaciones AASHTO, para claro de 22 m.

$$\text{T}_3\text{-S}_2\text{-R}_4 \text{ (Tipo I)} = 45.500 \text{ ton}$$

$$\text{HS-20} = 28.444 \text{ ton}$$

$$\text{Impacto} = I = 1 + \frac{15.24}{22 + 38.1} = 0.2536$$

$$I = 1.2536$$

$$C.V. = 28.444 \times 1.2536 \times 0.9 \times 2 + 45.500 \times 1.2536 \times 0.9$$

$$C.V. = 115.52 \text{ ton}$$

PESO DEL CABEZAL

$$\text{Cabezal} = 12.80 \times 1.40 \times 1.00 \times 2.4 = 43.01 \text{ ton}$$

$$\text{Diafragma} = 11.80 \times 0.30 \times 1.40 \times 2.4 = 11.89 \text{ ton}$$

Diafragmas laterales y

$$\text{Bancos} = (0.7 \times 0.6 \times 0.6 + 0.3 \times 1.12 \times 2.6) \times 2.4 = 2.70 \text{ ton.}$$

$$\text{Orejas} = (3.85 \times 1.39 \times 0.3 + 3.85 \times 0.23 \times 0.2) \times 2 \times 2.4 = 8.56 \text{ ton}$$

$$X = \frac{43.01 \times 0.06 + 11.89 \times 0.55 + 2.7 \times 0.06 + 8.56 \times 2.18}{66.16} = 0.42 \text{ m}$$

$$\text{PESO TOTAL} = 66.16 \text{ ton}$$

PESO DEL PILOTE

(hasta el nivel del terreno natural)

$$W = \pi \times 0.6^2 \times 1.5 \times 2.4 \times 4 = 16.28 \text{ ton}$$

$$\text{No. de pilotes} = \frac{190.19 + 115.52 + 66.16 + 16.28}{100} = 3.9 \text{ piezas}$$

Por lo tanto se colocarán 4 pilotes.

LONGITUD DE HINCADO

Usando la formula de CHANG y las gráficas de TERZAGUI, para obtener el coeficiente de resistencia lateral.

Se tiene:

$$K_h = 3$$

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

$$E = 135500 \text{ kg/cm}^2$$

$$l = \frac{3.1416 \times 120^4}{64} = 10178760 \text{ cm}^4$$

$$\beta = 4 \frac{3 \times 120}{\sqrt{4 \times 135500 \times 10178760}} = 0.002842$$

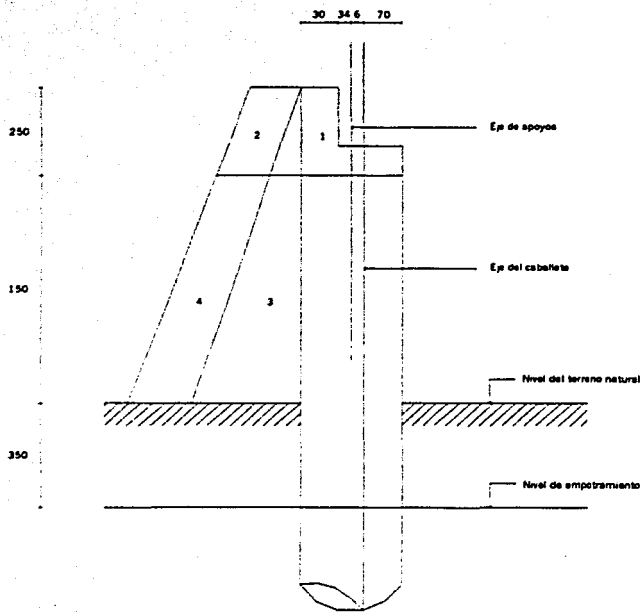
$$\frac{1}{\beta} = 3.50 \text{ m (longitud de empotramiento)}$$

$$\text{longitud de hincado} = 3.50 + 2 \times 3 = 9.50 \text{ m}$$

$$\text{Nivel de desplante} = 2137.00 - 9.50 = 2127.50 \text{ m (Rige)}$$

$$\text{Nivel de desplante de mecánica de suelos} = 2128.0 \text{ m}$$

DISEÑO DEL PILOTE



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

EMPUJE DE TIERRAS

(hasta el nivel de empotramiento)

$$K_A = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

De acuerdo a 30 números de golpes de la prueba de penetración estándar y con compacidad de mediana a compacta, se tiene un ángulo de fricción interna de 36° . Y peso volumétrico de la tierra de 1.8 ton/m^3 .

$$K_A = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{36^\circ}{2} \right) = 0.2596$$

$$K_A \gamma = 0.2596 \times 1.8 = 0.467$$

$$F = K_A \gamma h$$

Figura 1 $F_1 = 0.467 \times 2.5 = 1.17 \text{ ton/m}^2$

$$E_1 = 1.17 \times (2.5/2) = 1.46 \text{ ton/m}$$

$$X_1 = 2.5/3 + 5 = 5.83 \text{ m}$$

Figura 2 $F_2 = 0.467 \times 0.60 = 0.28 \text{ ton/m}^2$

$$E_2 = 0.28 \times 2.5 = 0.70 \text{ ton/m}$$

$$X_2 = 2.5/2 + 5 = 6.25 \text{ m}$$

Figura 3 $F'_3 = 0.467 \times (2.5 + 1.5) = 1.87 \text{ ton/m}^2$

$$E'_3 = 1.87 \times (2.5 + 1.5) \times 0.5 = 3.74 \text{ ton/m}$$

$$X'_3 = (2.5 + 1.5)/3 + 3.5 = 4.83 \text{ m}$$

$$E_3 = 1.87 - 1.17 = 0.70 \text{ ton/m}^2$$

$$E_3 = 3.74 - 1.46 = 2.28 \text{ ton/m}$$

$$X_3 = (3.74 \times 4.83) - (1.46 \times 5.83)/2.28 = 4.19 \text{ m}$$

Figura 4 $E_4 = 0.467 \times 0.60 = 0.28 \text{ ton/m}^2$

$$E_4 = 0.28 \times 1.50 = 0.42 \text{ ton/m}$$

$$X_4 = 1.5/2 + 3.50 = 4.25 \text{ m}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

IV.1.1 Revisión del grupo I (CM + CV + I + ET)

(Un pilote)

CONCEPTO	Fx	Fy	Bx	By	Mx	My
CM	-	47.55	0.06	-	-2.85	-
CV	-	25.60	0.06	-	-1.54	-
CABEZAL	-	16.54	0.42	-	-6.95	-
ET.F1 (1.46x12.80/4)	4.67	-	-	5.83	-	27.23
ET.F2 (0.70x12.80/4)	2.24	-	-	6.25	-	14.00
ET.F3 (2.28x1.2x1.5)	4.10	-	-	4.19	-	17.18
ET.F4 (0.42x1.2x1.5)	0.76	-	-	4.25	-	3.23
Po.Po. COLUMNA	-	4.07	-	-	-	-
TOTAL	11.77	93.76	-	20.52	-11.34	61.64

Esfuerzos permisibles:

$$F_c = 0.4f'_c = 0.4 \times 250 = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_s = 0.5f_y = 0.5 \times 4200 = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = \sqrt{M_x^2 + M_y^2}$$

$$M = \sqrt{(-11.34)^2 + 61.64^2}$$

$$M = 62.67 \text{ ton-m/col}$$

$$P = 93.76 \text{ ton}$$

$$e = \frac{M}{P} = \frac{62.67}{93.76} = 0.67 \text{ m}$$

$$r = 60 \text{ cm}$$

$$\frac{r}{e} = \frac{60}{67} = 0.9$$

Considerando:

$$p = 0.01$$

$$pn = 0.1$$

De las gráficas de Southerland and Reese se tiene

$$C = 5.9$$

;

$$K = 0.42$$

Sustituyendo en las siguientes expresiones:

$$F_c = C \frac{M}{\pi^3}$$

$$F_s = nF_c \left(\frac{1}{K} - 1 \right)$$

$$F_c = 5.9 \frac{6267000}{3.1416 \times 60^3} = 54.49 \text{ kg/cm}^2 < 100 \text{ kg/cm}^2 \text{ bien!}$$

$$F_s = 10 \times 54.49 \left(\frac{1}{0.42} - 1 \right) = 752.48 \text{ kg/cm}^2 < 2100 \text{ kg/cm}^2 \text{ bien!}$$

IV.1.2 Revisión del grupo III (Grupo I + FR + F + 30 %VE + VCV + VC)
(Un pilote)

Cargas horizontales.

$$\text{Frenaje} = 0.05 \times 115.52 = 5.78 \text{ ton-m} \quad \text{brazo} = 2.5 \text{ m}$$

$$\text{Fricción} = 0.05 \times 190.19 = 9.81 \text{ ton-m} \quad \text{brazo} = 2.5 \text{ m}$$

Viento sobre la superestructura.

$$V_I = 22 \times 2.05 \times 0.059 = 2.66 \text{ ton-m} \quad \text{brazo} = 2.5 \text{ m}$$

$$V_t = 22 \times 2.05 \times 0.244 = 11.00 \text{ ton-m} \quad \text{brazo} = 2.5 \text{ m}$$

Area longitudinal:

$$A_1 = 12.80 \times 1.00 = 12.80 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 1.40 \times 5.00 = 7.00 \text{ m}^2$$

$$A_t = 19.80 \text{ m}^2$$

Area transversal:

$$A_1 = 1.40 \times 1.00 = 1.40 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 1.40 \times 5.00 = 7.00 \text{ m}^2$$

$$A_t = 8.40 \text{ m}^2$$

Viento sobre la subestructura.

$$V_I = 19.80 \times 0.059 = 1.17 \text{ ton-m} \quad \text{brazo} = 1.25 \text{ m}$$

$$V_t = 8.4 \times 0.244 = 2.05 \text{ ton-m} \quad \text{brazo} = 1.25 \text{ m}$$

Viento sobre carga viva.

$$V_i = 22 \times 0.066 = 1.32 \text{ ton-m}$$

$$\text{brazo} = 2.5 \text{ m}$$

$$V_t = 22 \times 0.149 = 3.28 \text{ ton-m}$$

$$\text{brazo} = 2.5 \text{ m}$$

CONCEPTO	Fx	Fy	Bx	By	Mx	My
GRUPO I	.	93.76	.	.	62.67	.
FRENAJE	5.78	.	2.50	.	.	14.45
FRICCIÓN	9.51	.	2.50	.	.	23.78
VL SUP.	2.66	.	2.50	.	.	6.65
VT SUP.	.	11.00	.	2.50	27.50	.
VL SUB.	1.17	.	1.25	.	.	1.46
VT SUB.	.	2.05	.	1.25	2.56	.
VLCV	1.32	.	2.50	.	.	3.30
VTCV	.	3.28	.	2.50	8.20	.
TOTAL	.	110.09	.	.	100.93	49.64

$$M = \sqrt{M_x^2 + M_y^2}$$

$$M = \sqrt{100.93^2 + 49.64^2}$$

$$M = 112.48 \text{ ton-m} / 1.25 = 89.98 \text{ ton-m/col}$$

$$P = 110.09 \text{ ton}$$

$$e = \frac{M}{P} = \frac{89.98}{110.09} = 0.82 \text{ m}$$

$$r = 60 \text{ cm}$$

$$\frac{r}{e} = \frac{60}{82} = 0.7$$

Considerando:

$$p = 0.01$$

$$pn = 0.1$$

De las gráficas de Southerland and Reese se tiene

$$C = 6.0 \quad ; \quad K = 0.38$$

Sustituyendo en las siguientes expresiones:

$$F_c = C \frac{M}{\pi^3}$$

$$F_s = nF_c \left(\frac{1}{K} - 1 \right)$$

$$F_c = 6.0 \frac{8998000}{3.1416 \times 60^3} = 79.56 \text{ kg/cm}^2 < 125 \text{ kg/cm}^2 \text{ bien!}$$

$$F_s = 10 \times 79.56 \left(\frac{1}{0.38} - 1 \right) = 1298.08 \text{ kg/cm}^2 < 2625 \text{ kg/cm}^2 \text{ bien!}$$

IV.1.3 Revisión del grupo VII (CM + ET + TT) (Un pilote)

Datos:

Estructura tipo: "B"

Tipo de suelo: II

Zona sísmica: "C"

Utilizando un coeficiente de reducción por ductibilidad.

Para superestructura: Q = 4

Para los demás elementos: Q = 2

Para claros menores de 50 m y con alturas menores de 20 m, se considera un análisis sísmico estático.

De la tabla de espectros de diseño para estructuras comunes se tiene $C_s = 0.5$

$$F_i = F_s = \frac{C_s \times W_m}{Q}$$

El empuje activo se calcula mediante la siguiente expresión:

$$E_d = \frac{\gamma h^2}{2} K_{AE}$$

$$h_d = \frac{(1/3)hE_A + 0.6h(E_d - E_A)}{E_d}$$

Con $\phi = 36^\circ$

$$K_A = \tan^2(45^\circ - \frac{36^\circ}{2}) = 0.2596$$

$$K_{AE} = 0.2596 \times 1.5 = 0.39$$

$$E_d = \frac{1.8 \times 2.5^2}{2} \times 0.39 = 2.19$$

$$hd = \frac{(1/3)2.5 \times 1.46 + 0.6 \times 2.5(2.19 - 1.46)}{2.19} = 1.05 \text{ m}$$

$$TT_1 = \frac{0.5 \times 190.19}{4} = 23.77 \text{ ton}$$

$$TT_2 = \frac{0.5 \times 66.16}{2} = 16.54 \text{ ton}$$

CONCEPTO	PESO	Fi	BRAZO	MOMENTO
CM	47.55	5.94	6.00	35.66
CABEZAL	13.23	3.31	5.50	18.19
COLUMNA	4.07	1.02	4.25	4.32
ED1	.	7.01	6.05	42.40
TT ₁	23.77	.	2.5	59.43
TT ₂	16.54	.	1.25	20.68
TOTAL	105.16	.	.	180.68

IV.1.4 Diseño de los pilotes.

$$M = 180.68 \text{ ton-m} / 1.33 = 135.85 \text{ ton-m (Rige)}$$

$$P = 105.16 \text{ ton}$$

$$e = \frac{M}{P} = \frac{135.85}{105.16} = 1.29 \text{ m}$$

$$r = 60 \text{ cm}$$

$$\frac{r}{e} = \frac{60}{129} = 0.5$$

Considerando:

$$p = 0.01$$

$$pn = 0.1$$

De las gráficas de Southerland and Reese se tiene

$$C = 6.1 \quad ; \quad K = 0.35$$

Sustituyendo en las siguientes expresiones:

$$F_c = C \frac{M}{\pi^3}$$

$$F_s = n F_c \left(\frac{1}{K} - 1 \right)$$

$$F_c = 6.1 \frac{13585000}{3.1416 \times 60^3} = 122.12 \text{ kg/cm}^2 < 133 \text{ kg/cm}^2 \text{ bien!}$$

$$F_s = 10 \times 122.12 \left(\frac{1}{0.35} - 1 \right) = 2267.94 \text{ kg/cm}^2 < 2793 \text{ kg/cm}^2 \text{ bien!}$$

Acero de refuerzo

$$A_s = pA$$

$$A_s = 0.01 \times 3.1416 \times 60^2 = 113.10 \text{ cm}^2$$

$$\text{Colocar 23 vars } 8c = 116.61 \text{ cm}^2 > 113.10 \text{ cm}^2$$

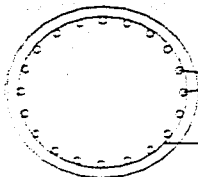
$$\text{Separación de varillas} = (120 - 8 - 8 \times 3.1416) / 23 = 14.2 \text{ cm}$$

Acero por cortante

$$C_v = \frac{6 \times 1.99 \times 0.9 \times 104 \times 2}{20} = 111.76 \text{ ton} > 105.16 \text{ ton}$$

Se colocarán estribos de 6 ramas del número 5c a cada 20 cm.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

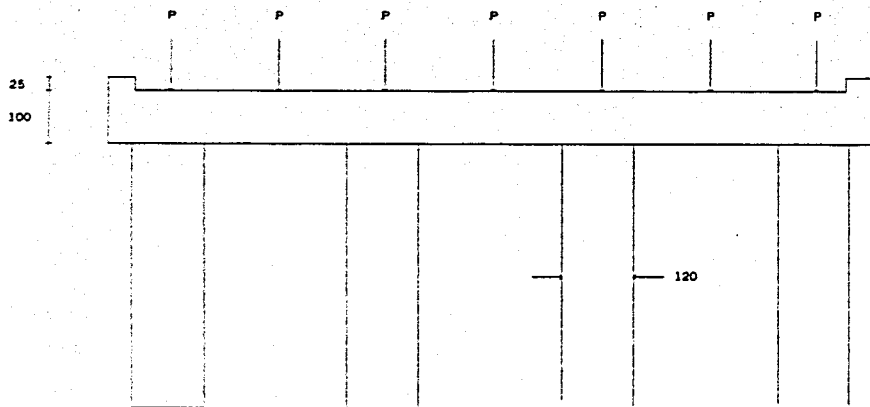


Vars # 8c @ 14.2 cm

Est. 6R # 5c @ 20 cm

IV.1.5 Revisión y diseño del cabezal

Cabezal en planta



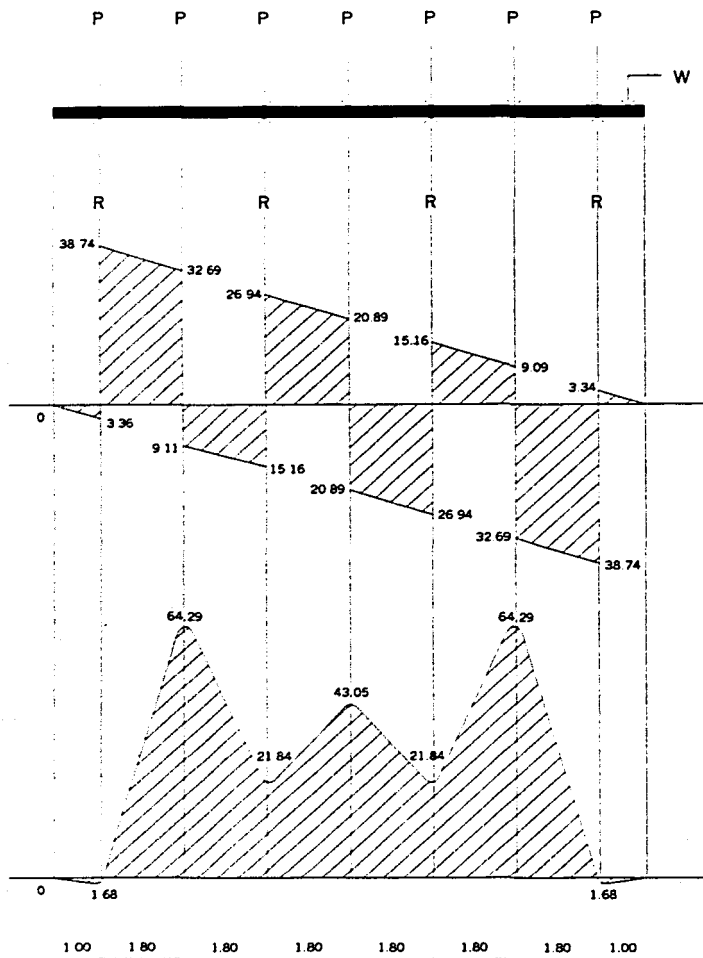
$$CM + CV = 190.19 + 102.39 = 292.58/7 = 41.80 \text{ ton/trabe}$$

$$P = 41.80 \text{ ton}$$

$$W = 1 \times 1.4 \times 2.4 = 3.36 \text{ ton/m}$$

$$R = 292.58 + 43.01/4 = 83.90 \text{ ton}$$

Resolviendo el marco por el método de la viga equivalente se obtienen los elementos mecánicos.

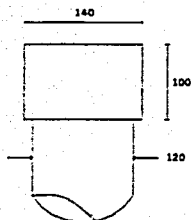


M = 64.29 ton-m

V = 38.74 ton

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Corte transversal del cabezal



Revisión del peralte

$$d = \frac{M}{Kb}$$

$$d = \frac{6429000}{13.5 \times 140} = 58 \text{ cm} < 92 \text{ cm Bien!}$$

Acero de refuerzo

$$A_s = \frac{6429000}{2100 \times 0.9 \times 92} = 36.97 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ mínimo} = \frac{14}{4200} (140)(92) = 42.93 \text{ cm}^2$$

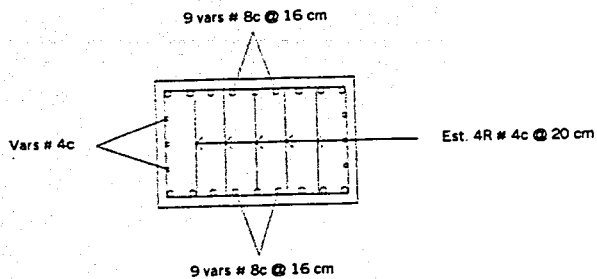
$$\text{Colocar 9 vars No. 8c} = 45.63 \text{ cm}^2 > 42.93 \text{ cm}^2$$

Colocar 4 vars No. 4c por especificación para armado.

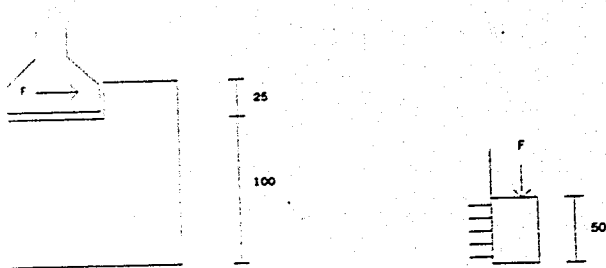
Revisión por cortante

$$C_v = \frac{4 \times 1.27 \times 0.9 \times 92 \times 2}{20} = 42.06 \text{ ton} > 38.74 \text{ ton}$$

Colocar estribos de 4 ramas del No. 4c a cada 20 cm.



IV.1.6 Revisión y análisis del tope sísmico



$$F_h = C_M \times C_s$$

$$F_h = 380.38 \times 0.5 = 190.19 \text{ ton}$$

$$d = 25 \times 2/3 = 16.7 \text{ cm}$$

$$M = 190.19 \times 0.167 = 31.76 \text{ ton-m}$$

Revisión del peralte

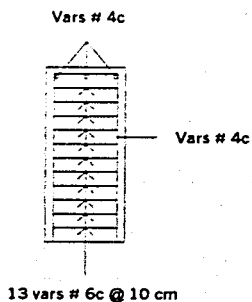
$$d = \frac{3176000}{13.5 \times 125} = 43 \text{ cm} < 45 \text{ cm Bien!}$$

Acero de refuerzo

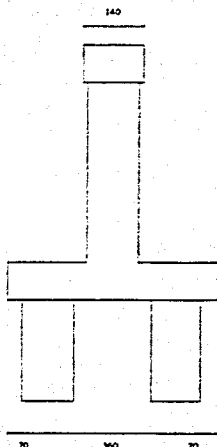
$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{3176000}{2100 \times 0.9 \times 45} = 37.34 \text{ cm}^2$$

Colocar 13 vars 6c = $37.31 \text{ cm}^2 \approx 37.34 \text{ cm}^2$ Bien!

Colocar vars 4c por especificación para armado.



Sección transversal de la columna



CARGA MUERTA

Para siete traveses de 1.15 m que soporta una losa de 20 cm de espesor.

Losa =	$0.20 \times 12.80 \times 22.60 \times 2.4 =$	138.85 ton
Carpeta =	$0.10 \times 12.00 \times 22.60 \times 2.2 =$	59.66 ton
Guarnición =	$0.35 \times 22.60 \times 2 =$	15.82 ton
Parapeto =	$0.20 \times 22.60 \times 2 =$	9.04 ton
Traveses =	$0.3629 \times 7 \times 22.60 \times 2.4 =$	137.78 ton
Diafragmas =	$1.4837 \times 0.30 \times 2.4 \times 18 =$	19.23 ton
Total =		380.38 ton

CARGA MOVIL

De tablas del apéndice de las especificaciones AASHTO, para claro de 22 m

$T_3-S_2-R_4$ (Tipo I) = 45.500 ton

$$HS-20 = 28.444 \text{ ton}$$

$$\text{Impacto} = 1 + \frac{15.24}{22 + 38.1}$$

$$I = 1.2536$$

$$C.V. = 28.444 \times 1.2536 \times 0.9 \times 2 + 45.500 \times 1.2536 \times 0.9$$

$$C.V. = 115.52 \text{ ton}$$

PESO DEL CABEZAL

$$\text{Cabezal} = 12.80 \times 1.40 \times 1.00 \times 2.4 = 43.01 \text{ ton}$$

$$\text{Topes} = 0.50 \times 0.60 \times 1.40 \times 2.4 \times 2 = 2.01 \text{ ton}$$

$$\text{Columnas} = 0.6^2 \times 3.1416 \times 2.58 \times 2.4 \times 4 = 28.02 \text{ ton}$$

$$\text{Total} = 73.04 \text{ ton}$$

PESO DE LA ZAPATA

$$W \text{ Zapata} = 12.80 \times 5.00 \times 1.00 \times 2.4 = 153.60 \text{ ton}$$

$$W \text{ Tierra} = 12.80 \times 5.00 \times 0.50 \times 1.8 = 57.60 \text{ ton}$$

$$\text{Total} = 211.20 \text{ ton}$$

$$\text{No. de pilotes} = \frac{380.38 + 115.52 + 73.04 + 153.60}{100} = 7.2 \text{ piezas}$$

Por lo tanto se colocarán 8 pilotes.

LONGITUD DE HINCADO

Usando la fórmula de CHANG y las gráficas de TERZAGUI, para obtener el coeficiente de resistencia lateral.

Se tiene:

$$K_h = 4$$

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

$$E = 235500 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = \frac{3.1416 \times 120^4}{64} = 10178760 \text{ cm}^4$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{4 \times 120}{4 \times 235500 \times 10178760}} = 0.00265$$

$$\frac{1}{\beta} = 3.75 \text{ m (longitud de empotramiento)}$$

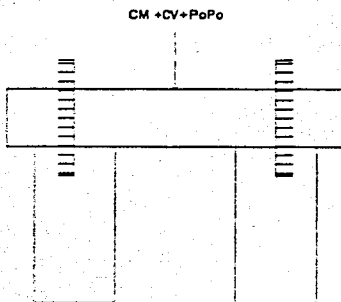
$$\text{longitud de hincado} = 3.75 + 2 \times 3 = 9.75 \text{ m}$$

$$\text{Nivel de desplante} = 2136.20 - 9.75 = 2126.45 \text{ m (Rige)}$$

$$\text{Nivel de desplante de mecánica de suelos} = 2127.0 \text{ m}$$

IV.2.1 Revisión y diseño de la zapata

En sentido transversal por ser más desfavorable.

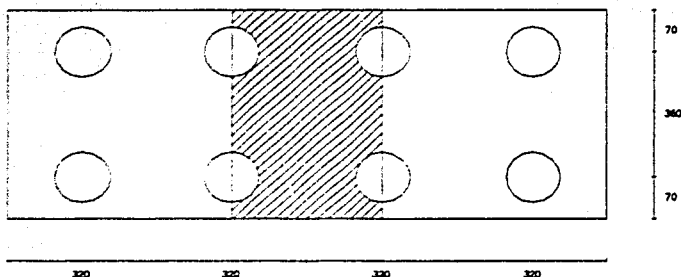


$$CM + CV + Po.Po. = 380.38 + 115.52 + 43.01 + 2.01 + 28.02 = 569.39 \text{ ton}$$

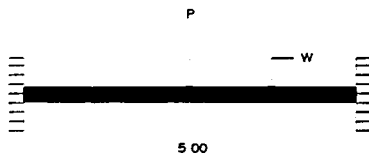
$$P = 569.39 \text{ ton}$$

$$W = 3.20 \times 5.00 \times 1.00 \times 2.40/5 = 7.68 \text{ ton-m}$$

Análisis longitudinal de los pilotes



Considerando como una viga doblemente empotrada



$$M_1 = \frac{wl^2}{12} = \frac{7.68 \times 5^2}{12} = 16.00 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$M_2 = \frac{PL}{8} = \frac{569.39 \times 5}{8} = 355.87 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$M_t = 371.87 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

Revisión del peralte

$$d = \frac{37187000}{13.5 \times 320} = 92.8 \text{ cm} \approx 92 \text{ cm Bien!}$$

Acero de refuerzo

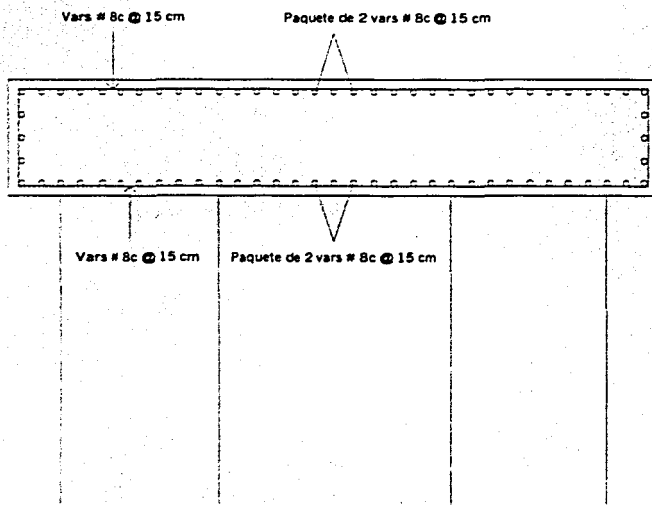
**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{37187000}{2100 \times 0.9 \times 92} = 213.86 \text{ cm}^2$$

$$42 \text{ vars. No. 8c} = 212.94 \text{ cm}^2 \cong 213.86 \text{ cm}^2$$

Colocar 2 vars. No. 8c a cada 15 cm en sentido longitudinal.

Colocar 1 var. No 8c a cada 15 cm en sentido transversal.



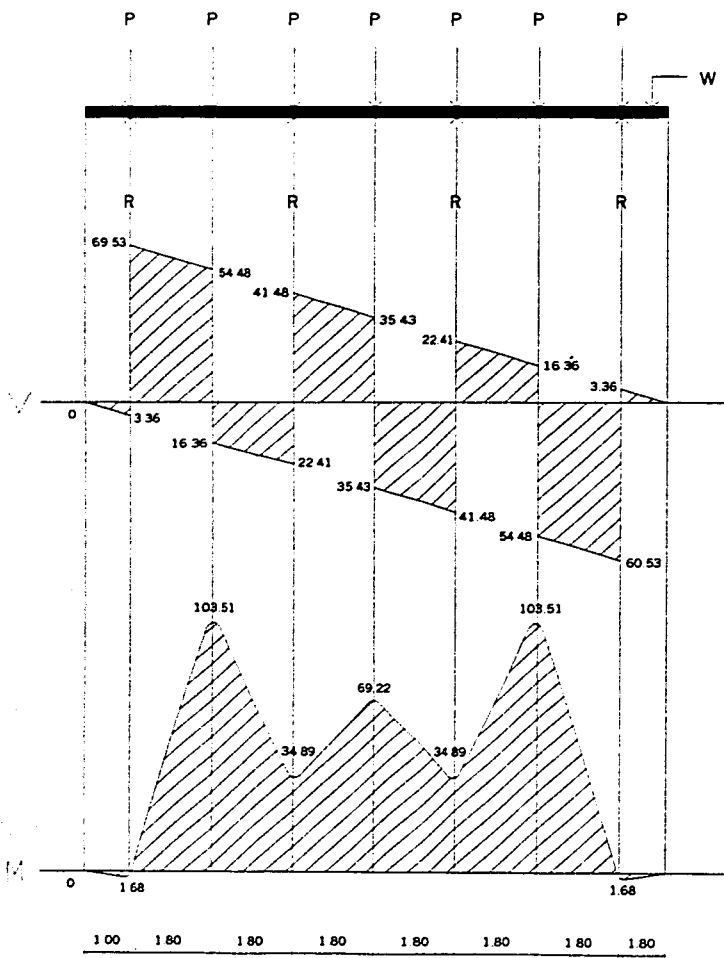
IV.2.2 Revisión y diseño del cabezal

$$P = CM + CV = 380.38 + 115.52/7 = 70.84 \text{ ton}$$

$$W = 1.0 \times 1.4 \times 2.4 = 3.36 \text{ ton-m}$$

Resolviendo el marco por el método de la estructura equivalente se obtienen los elementos mecánicos.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



M = 103.51 ton-m

P = 60.53 ton

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Revisión del peralte

$$d = \sqrt{\frac{10351000}{13.5 \times 140}} = 74 \text{ cm} < 92 \text{ cm} \text{ Bien!}$$

Acero de refuerzo

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{10351000}{2100 \times 0.9 \times 92} = 59.53 \text{ cm}^2$$

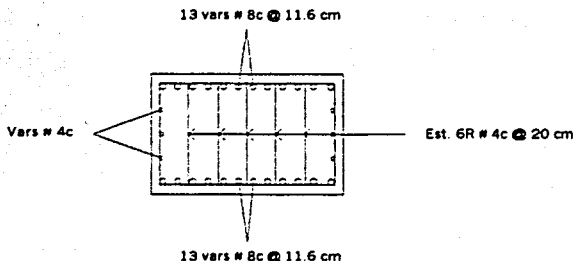
$$A_s \text{ mínimo} = \frac{14}{4200} (140 \times 92) = 42.93 \text{ cm}^2 < 59.53 \text{ bien!}$$

Colocar 12 vars. No. 8c = 60.84 cm² > 59.53 cm²

Revisión por cortante

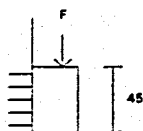
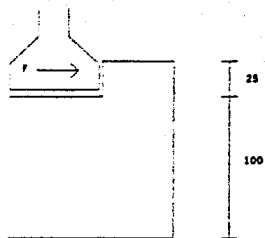
$$C_v = \frac{6 \times 1.27 \times 0.9 \times 92 \times 2}{20} = 63.09 \text{ ton} > 60.53 \text{ ton}$$

Colocar estribos de 6 ramas del No. 4c a cada 20 cm.



ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

IV.2.3 Revisión y diseño del tope sísmico.



$$F_h = CM \times C_s$$

$$F_h = 380.38 \times 0.5 = 190.19 \text{ ton}$$

$$d = 25 \times 2/3 = 16.7 \text{ cm}$$

$$M = 190.19 \times 0.167 = 31.76 \text{ ton-m}$$

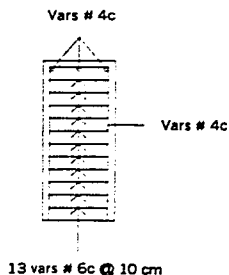
Revisión del peralte

$$d = \frac{3176000}{13.5 \times 140} = 43 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \text{ Bien!}$$

Acero de refuerzo

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{3176000}{2100 \times 0.9 \times 45} = 37.34 \text{ cm}^2$$

Colocar 13 vars 6c = 37.31 cm² ≈ 37.34 cm² Bien!



IV.2.4 Revisión grupo I (CM + CV + I)
(Una columna)

CONCEPTO	FV	BRAZO	MOMENTO
CM	95.10	0.15	14.26
CV	57.76	0.07	4.04
W cabezal	11.26	.	.
W columna	7.00	.	.
TOTAL	171.12		18.30

IV.2.5 Revisión grupo III (Grupo I + FR + F + 30 %VE + VCV + VC)
(Una columna)

Cargas horizontales.

Frenaje = $0.05 \times 115.52 = 5.78 \text{ ton-m}$ brazo = 3.58 m

Fricción = $0.05 \times 380.38 = 19.02 \text{ ton-m}$ brazo = 3.58 m

Viento sobre la superestructura.

VI = $22 \times 2.05 \times 0.059 = 2.66 \text{ ton-m}$ brazo = 3.58 m

Vt = $22 \times 2.05 \times 0.244 = 11.00 \text{ ton-m}$ brazo = 3.58 m

Area longitudinal:

A1 = $12.80 \times 1.00 = 12.80 \text{ m}^2$

A2 = $1.40 \times 1.58 = 2.21 \text{ m}^2$

At = 15.01 m²

Area transversal:

A1 = $1.40 \times 1.00 = 1.40 \text{ m}^2$

A2 = $1.40 \times 1.58 = 2.21 \text{ m}^2$

At = 3.61 m²

Viento sobre la subestructura.

VI = $15.01 \times 0.059 = 0.88 \text{ ton-m}$ brazo = 1.79 m

Vt = $3.61 \times 0.244 = 0.88 \text{ ton-m}$ brazo = 1.79 m

Viento sobre carga viva.

VI = $22 \times 0.066 = 1.32 \text{ ton-m}$ brazo = 3.58 m

Vt = $22 \times 0.149 = 3.28 \text{ ton-m}$ brazo = 3.58 m

CONCEPTO	Fx	Fy	Bx	By	Mx	My
GRUPO I	-	168.19	-	-	-	18.30
FRENAJE	5.78	-	3.58	-	-	20.69
FRICCION	19.02	-	3.58	-	-	68.09
VL SUP.	2.66	-	3.58	-	-	9.52
VT SUP.	-	11.00	-	3.58	39.38	-
VL SUB.	0.88	-	1.79	-	-	1.58
VT SUB.	-	0.88	-	1.79	1.58	-
VLCV	1.32	-	3.58	-	-	4.73
VTCV	-	3.28	-	3.58	11.74	-
TOTAL	-	183.35	-	-	52.70	122.91

$$M = \sqrt{Mx^2 + My^2}$$

$$M = \sqrt{52.70^2 + 122.91^2}$$

$$M = 133.73 \text{ ton}\cdot\text{m} / 1.25 = 106.98 \text{ ton}\cdot\text{m}/\text{col}$$

$$P = 185.35 \text{ ton}$$

$$e = \frac{M}{P} = \frac{106.98}{183.35} = 0.58 \text{ m}$$

$$r = 60 \text{ cm}$$

$$\frac{r}{e} = \frac{60}{58} = 1.03$$

Considerando:

$$p = 0.01$$

$$pn = 0.1$$

De las gráficas de Southerland and Reese se tiene

$$C = 5.8 \quad ; \quad K = 0.45$$

Sustituyendo en las siguientes expresiones:

$$F_c = C \frac{M}{\pi^3}$$

$$F_s = nF_c \left(\frac{1}{K} - 1 \right)$$

$$F_c = 5.8 \frac{10698000}{3.1416 \times 60^3} = 91.44 \text{ kg/cm}^2 < 125 \text{ kg/cm}^2 \text{ bien!}$$

$$F_s = 10 \times 91.44 \left(\frac{1}{0.45} - 1 \right) = 1117.60 \text{ kg/cm}^2 < 2625 \text{ kg/cm}^2 \text{ bien!}$$

IV.2.6 Revisión del grupo VII (CM + TT) (Una columna)

Datos:

Estructura tipo: "B"

Tipo de suelo: II

Zona sísmica: "C"

Utilizando un coeficiente de reducción por ductibilidad.

Para superestructura $Q = 4$

Para los demás elementos $Q = 2$

Para claros menores de 50 m y con alturas menores de 20 m, se considera un análisis sísmico estático.

De la tabla de espectros de diseño para estructuras comunes tenemos un $C_s = 0.5$

$$F_i = F_s = \frac{C_s \times W_m}{Q}$$

$$TT1 = \frac{0.5 \times 380.38}{4} = 47.53 \text{ ton}$$

$$TT2 = \frac{0.5 \times 226.64}{2} = 56.66 \text{ ton}$$

CONCEPTO	PESO	BRAZO	MOMENTO
CM	380.38	.	.
CABEZAL	226.64	.	.
TT 1	47.55	3.58	170.23
TT 2	56.66	1.79	101.42
TOTAL	711.23	.	271.65

IV.2.7 Diseño de las columnas.

$$M = 271.65 \text{ ton}\cdot\text{m} / 1.33 = 204.25 \text{ ton}\cdot\text{m} \text{ (Rige)}$$

$$P = 711.23 \text{ ton}$$

$$e = \frac{M}{P} = \frac{204.25}{711.23} = 0.30 \text{ m}$$

$$r = 60 \text{ cm}$$

$$\frac{r}{e} = \frac{60}{30} = 2$$

Considerando:

$$p = 0.025$$

$$pn = 0.25$$

De las gráficas de Southerland and Reese se tiene

$$C = 4.4 \quad ; \quad K = 0.76$$

Sustituyendo en las siguientes expresiones:

$$F_c = C \frac{M}{\pi^3}$$

$$F_s = nF_c \left(\frac{1}{K} - 1 \right)$$

$$F_c = 4.4 \frac{20425000}{3.1416 \times 60^3} = 132.44 \text{ kg/cm}^2 < 133 \text{ kg/cm}^2 \text{ bien!}$$

$$F_s = 10 \times 132.44 \left(\frac{1}{0.76} - 1 \right) = 418.23 \text{ kg/cm}^2 < 2793 \text{ kg/cm}^2 \text{ bien!}$$

Acero de refuerzo

$$A_s = pA$$

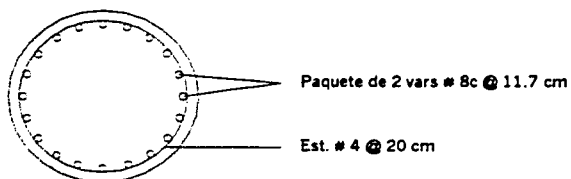
$$A_s = 0.025 \times 3.1416 \times 60^2 = 282.74 \text{ cm}^2$$

$$\text{Colocar 56 vars } 8c = 283.92 \text{ cm}^2 > 282.74 \text{ cm}^2$$

$$\text{Separación de varillas} = (120 - 8 - 8 \times 3.1416) / 28 = 11.7 \text{ cm}$$

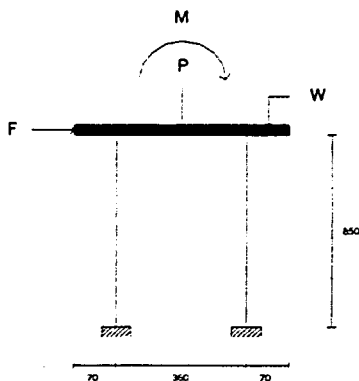
Colocar paquete de 2 vars # 8c a cada 11.7 cm

Se colocarán estribos del número 4c a cada 20 cm.



IV.2.8 Diseño de los pilotes. (Longitudinal)

Se analizará el siguiente marco utilizando el programa Sap 2000, que se basa en el método de rigideces.

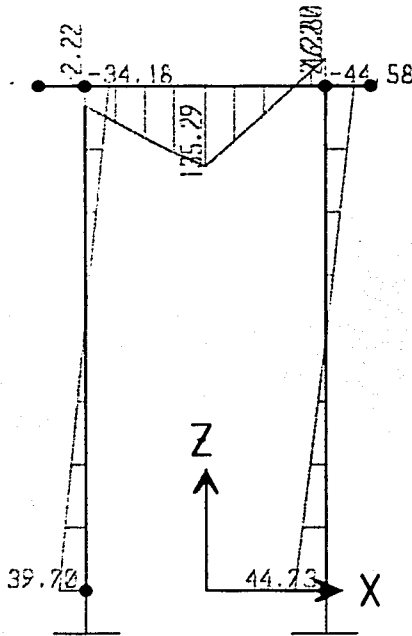


Revisión del grupo VII, que es el que rige.

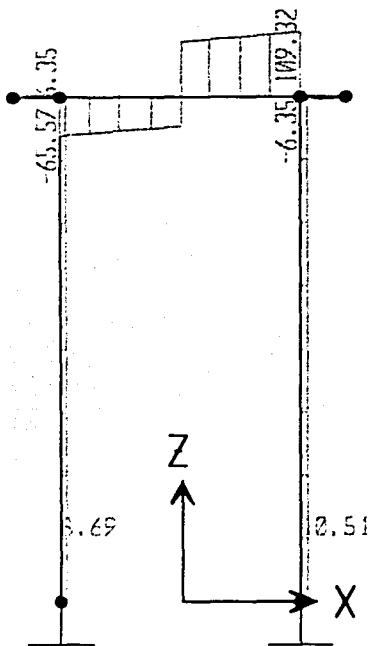
$$W = 226.64 \times 0.20/5 = 9.07 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$P = 380.38 + 115.52 + 73.04/4 = 142.24 \text{ ton}$$

$$M = 204.25 \text{ ton}\cdot\text{m}$$



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$F = \frac{153.6 \times 0.5}{4} = 19.20 \text{ ton}$$

Del análisis:

$$M = 44.58 \text{ ton-m}$$

$$V = 10.51 \text{ ton}$$

$$e = \frac{M}{P} = \frac{44.58}{142.24} = 0.30 \text{ m}$$

$$r = 60 \text{ cm}$$

$$\frac{r}{e} = \frac{60}{30} = 2$$

Considerando:

$$p = 0.01$$

$$pn = 0.10$$

De las gráficas de Southerland and Reese se tiene

$$C = 5.5 \quad ; \quad K = 0.71$$

Sustituyendo en las siguientes expresiones:

$$F_c = C \frac{M}{\pi^3}$$

$$F_s = n F_c \left(\frac{1}{K} - 1 \right)$$

$$F_c = 5.5 \frac{4458000}{3.1416 \times 60^3} = 36.13 \text{ kg/cm}^2 < 100 \text{ kg/cm}^2 \text{ bien!}$$

$$F_s = 10 \times 36.13 \left(\frac{1}{0.71} - 1 \right) = 147.57 \text{ kg/cm}^2 < 2100 \text{ kg/cm}^2 \text{ bien!}$$

Acero de refuerzo

$$A_s = pA$$

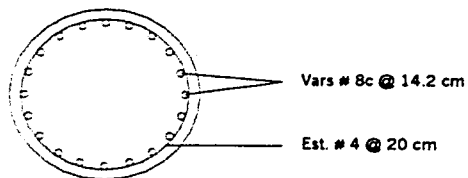
$$A_s = 0.01 \times 3.1416 \times 60^2 = 113.10 \text{ cm}^2$$

$$\text{Colocar } 23 \text{ vars } 8c = 116.61 \text{ cm}^2 > 113.10 \text{ cm}^2$$

Revisión por cortante.

$$C_v = \frac{1.27 \times 1 \times 0.9 \times 104 \times 2}{20} = 11.88 \text{ ton} > 10.51 \text{ ton bien!}$$

Se colocarán estribos del número 4c a cada 20 cm.



CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Para realizar un proyecto estructural adecuado es imprescindible que se conozcan las condiciones del sitio mediante estudios fidedignos, suficientes y oportunos.

Dentro de la ingeniería civil no existen soluciones únicas, como en este caso de este puente solo es una de las diversas soluciones que existen para la construcción de puentes, pero siempre tomando en cuenta que cumpla con las condiciones de economía y seguridad que finalmente es el propósito con el cual se lleva a cabo dicha obra.

Algunas de las ventajas por el cual se llevo a cabo este tipo de superestructura son:

El empleo del concreto presforzado es factible en claro grandes y para soportar cargas pesadas como lo fue en este proyecto, esto es posible debido a las resistencias mas elevadas de los materiales ya que se emplea concreto y acero de alta resistencia para soportar los grandes esfuerzos a la compresión, que se producen en la transferencia al soltar los cables de acero y bajo las cargas de operación y se aprovecha al máximo la sección de concreto y consecuentemente la resistencia de los cables de preesfuerzo se aprovecharán íntegramente.

La seguridad que tenga el puente depende del diseño y construcción, pero sobretodo mas de un mejor cuidado del control de calidad de los materiales que se emplean, la resistencia a la corrosión es mayor que en el concreto reforzado debido a la ausencia de grietas

Con este tipo de estructuras se ejecuta con mas rapidez y calidad ya que la gran parte se produce en planta.

La subestructura va invadir el cauce por lo que va a producir una obstrucción, lo que ocasionará una sobreelevación en el flujo que es importante porque se incrementará la velocidad y aparecerá la socavación, pero aún con este problema la subestructura diseñada es para evitar este fenómeno.

En la actualidad es muy común en cimentación de puentes la que se llevó a cabo en este proyecto que es de cimentación con pilotes colados en el lugar, de igual manera por la facilidad de construcción.

APÉNDICES

TABLA DE ESPECTROS DE DISEÑO
PARA ESTRUCTURAS COMUNES

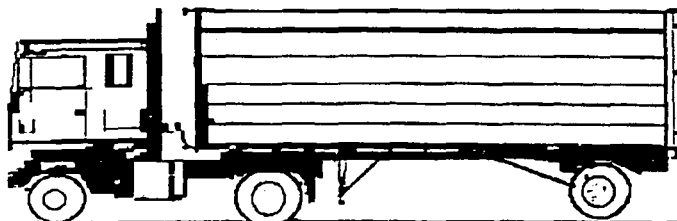
ZONA SISMICA	TIPO DE SUELO	a_0	c	T_a (seg)	T_b (seg)	r
A	I	0.02	0.08	0.2	0.6	1/2
	II	0.04	0.16	0.3	1.5	2/3
	III	0.05	0.20	0.6	2.9	1
B	I	0.04	0.14	0.2	0.6	1/2
	II	0.08	0.30	0.3	1.5	2/3
	III	0.10	0.36	0.6	2.9	1
C	I	0.09	0.36	0	0.6	1/2
	II	0.13	0.50	0	1.4	2/3
	III	0.16	0.64	0	1.9	1
D	I	0.13	0.50	0	0.6	1/2
	II	0.17	0.68	0	1.2	2/3
	III	0.21	0.86	0	1.7	1
E	I	0.04	0.16	0.2	0.6	1/2
	II	0.08	0.32	0.3	1.5	2/3
	III	0.10	0.40	0.6	3.9	1

Donde:

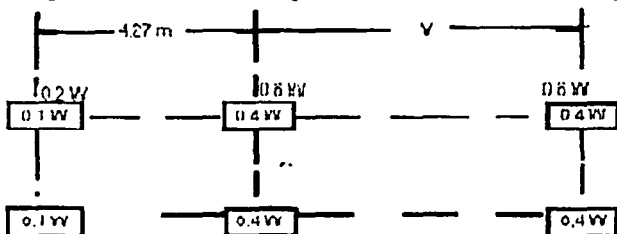
- | | | |
|-----|----------------------------------|------------|
| I | CORRESPONDE A TERRENO FIRME | FIRME |
| II | CORRESPONDE A TERRENO INTERMEDIO | INTERMEDIO |
| III | CORRESPONDE A TERRENO BLANDO | BLANDO |

TABLA DE MOMENTOS FLEXIONANTES, ESFUERZOS CORTANTES Y REACCIONES

CARGA TIPO HS-20			CARGA TIPO T ₃ -S ₂ -R ₄	
Claro	Momento	E.C. y R.	Momento	E.C. y R.
6	21.773	18.698	21.870	19.200
7	25.402	20.171	27.872	21.600
8	31.226	21.295	35.230	23.400
9	38.017	22.327	43.960	24.800
10	44.916	23.353	52.704	26.055
11	52.605	24.197	61.495	27.777
12	60.648	24.924	70.909	27.925
13	70.001	25.608	82.387	31.777
14	76.606	25.972	95.820	33.364
15	84.865	26.446	109.262	34.905
16	92.267	26.863	122.711	36.442
17	101.076	27.194	136.167	37.799
18	109.175	27.492	150.680	39.004
19	117.299	27.781	167.125	40.737
20	125.419	28.044	185.004	42.300
21	133.533	28.231	202.894	43.976
22	141.661	28.444	221.554	45.500
23	149.784	28.644	240.907	46.891
24	157.931	28.792	260.261	48.167
25	166.078	28.939	279.617	49.340
26	174.223	29.087	298.975	50.423
27	182.361	29.205	318.334	51.426
28	190.499	29.323	337.694	52.357
29	201.868	29.444	357.055	53.224
30	206.793	29.563	376.417	54.033
31	214.944	29.668	395.779	54.790
32	223.091	29.756	415.143	55.500
33	231.238	29.845	434.507	56.107
34	239.387	29.927	453.872	56.794
35	247.539	30.002	473.237	57.386
36	255.690	30.074	492.603	57.944
37	263.843	30.196	511.970	58.473
38	271.999	30.373	531.337	58.974
39	280.155	30.550	550.704	59.445
40	288.309	30.842	570.072	59.900
41	296.460	31.318	589.440	60.329
42	304.612	31.794	600.808	60.738
43	313.546	32.271	628.177	61.129
44	324.083	32.747	647.546	61.500
45	334.620	33.223	666.915	61.056
46	345.915	33.699	686.285	62.196
47	359.206	34.175	705.654	62.521
48	372.496	34.652	725.654	62.833
49	385.956	35.128	744.394	63.133
50	399.972	35.604	763.765	63.420



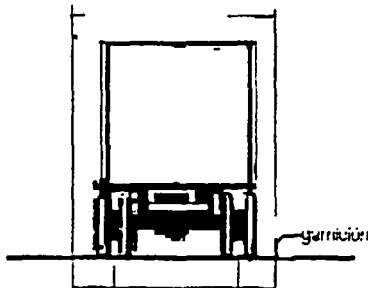
MS 18	3 629 kg	14 515 kg	14 515 kg
MS 13,5	2 722 kg	10 886 kg	10 886 kg



W - Peso nominal de los dos primeros ejes, igual al que tiene el camión tipo M correspondiente

V - Separación variable de 4,27 m a 9,14 m. La separación que se use será la que produzca los esfuerzos máximos.

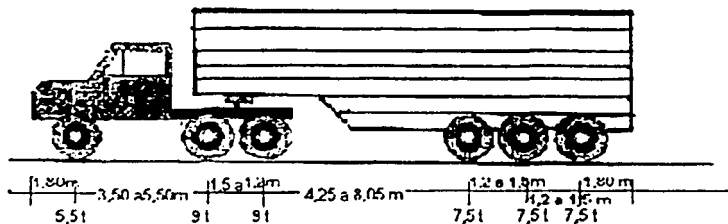
305 cm ancho del galván
y del camión de carga



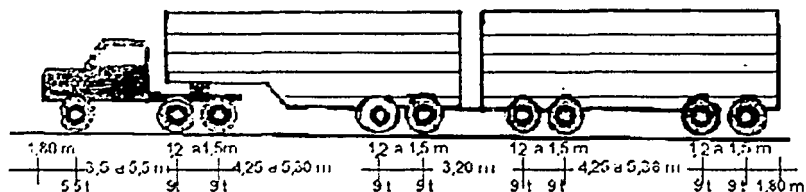
CAMION HS-20

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAMION T₃-S₂-R₄

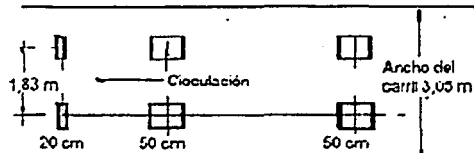
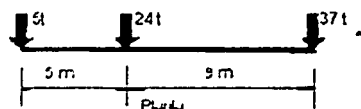


Vehículo de Carga T₃-S₂ R₄



CARGAS VIRTUALES DE VEHICULO VIRTUAL

Elevación



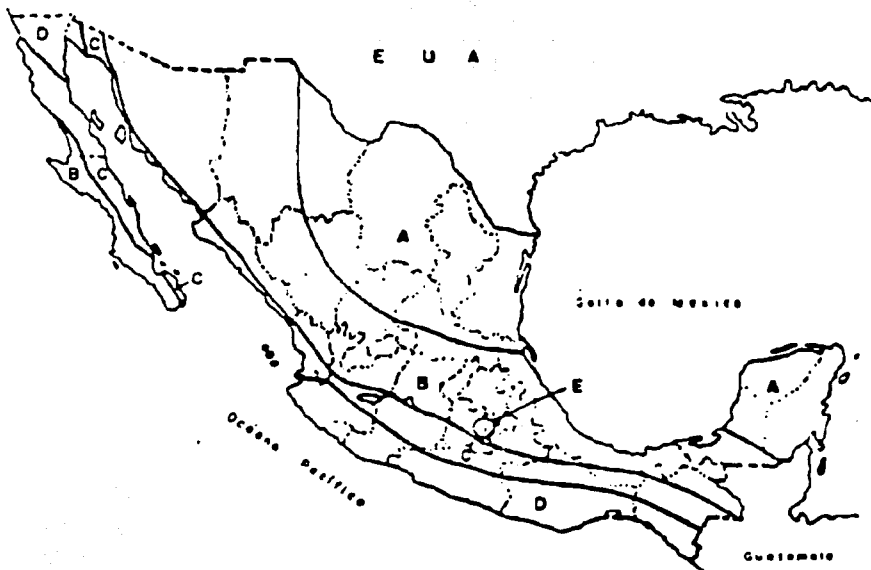
CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA

$$w = 0.5t/m \quad \text{si } L < 60m$$

$$w = 0.5 + (L - 60) / 60 \quad \text{si } 60 < L < 90$$

$$\text{Factor de impacto} = 1$$

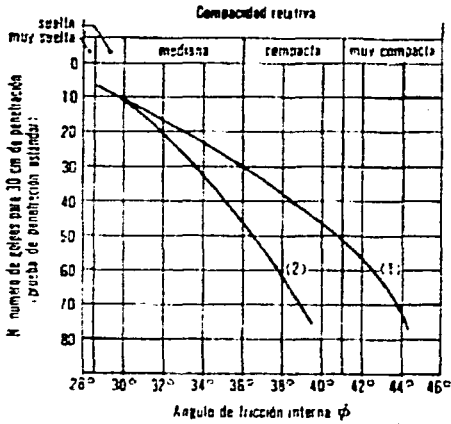
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



REGIONALIZACION SISMICA DE MEXICO

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Mecánica de Suelos



- (1) Relación para arenas de grano angular o redondeado de mediano u grueso
 (2) Relación para arenas finas y para arenas limosas

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

BIBLIOGRAFÍA

- ❖ Normas Técnicas para el Proyecto de Puentes de Carreteros Tomo I
S.C.T. Dirección General de Servicios Técnicos
México D.F., 1984
- ❖ Proyectos Tipo de Elementos de Concreto Reforzado Parte I Puentes para Carreteras
Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas
México D.F., 1981
- ❖ Estudios de campo del puente "Río Verde"
S.C.T. Dirección General de Servicios Técnicos
México D.F., 1993
- ❖ Diseño de Vigas de Concreto Presforzado
Dan E. Branson
IMCYC A.C.
México D.F., 1981
- ❖ Vías de Comunicación
Ing. Carlos Crespo Villalaz
Editorial limusa
México, D.F., 2000
- ❖ Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica
Karl Terzagui
Editorial el ateneo
España, 1980