

4075

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO DE UN PUENTE DEFINITIVO PARA CRUZAR  
EL RIO "EL CLARO" EN EL KM. 20-1-968 CAMINO  
CANANEA AGUA PRIETA CON ORIGEN EN  
CANANEA, SON.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

T E S I S  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A

HUMBERTO DIAZ TORRES

MEXICO, D. F.

1969



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.

A MIS QUERIDOS PADRES,  
CON PROFUNDO AGRADECIMIENTO  
AMOR Y RESPETO.

A MI HERMANO

A MI ESPOSA  
CON TODO MI AMOR.

AL ING. JOSE MARIANO PONTON  
EN AGRADECIMIENTO POR SUS  
VALIOSOS CONSEJOS Y AYUDA -  
EN LA REALIZACION DE ESTE -  
TRABAJO.

A MIS MAESTROS.

GRACIAS: A MIS AMIGOS Y COMPAÑEROS  
QUE EN UNA U OTRA FORMA ME AYUDA-  
RON DURANTE LA REALIZACION DE ESTE  
TRABAJO.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTONOMA DE  
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
Dirección  
Núm. 73  
Exp. Núm. 73/214.2/1.

Al Pasante señor HUMBERTO DIAZ TORRES  
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el señor profesor Ingeniero José Mariano Pontón, para que lo desarrolle como tesis en su examen profesional de Ingeniero CIVIL.

PROYECTO DE UN PUENTE DEFINITIVO PARA CRUZAR EL RIO " EL CLARO" KM. 20+968 CAMINO CANANEA LA -- ASCENSION TRAMO CANANEA AGUA PRIETA, CON ORIGEN EN CANANEA.

El río "El Claro" presenta en el lugar del cruce una anchura aproximada de 265 mts. de los cuales 60 mts. aproximadamente son del cauce principal y el resto llanuras de inundación, con un tirante de aguas máximas extraordinarias de 1.50 m., de aguas máximas ordinarias 1.00, secándose prácticamente en época de estiaje; cuenta con una velocidad media en el cauce principal de 2.54 m/seg. y el gasto total de 305 m<sup>3</sup>/seg.

Los materiales de que esta formado el cauce de este río tanto en sus riberas como en el fondo se puede decir que aparece primero una capa de 3 mt. de arena gruesa con algunos boleos, a continuación de la cual aparecen una capa de grava empacada en arena limosa de espesor indefinido, como se puede apreciar en el corte geológico que se le proporciona al mencionado alumno para el desarrollo de su tesis. Por lo que se refiere a los esfuerzos de compresión que se le puede considerar a estas capas, se puede decir que para la primera correspondería el esfuerzo de 2 kg/cm<sup>2</sup> y para la segunda de 3 kg/cm<sup>2</sup>.

Se deberá tener en cuenta para el desarrollo de esta tesis, un ancho de camino de 10.00m. con calzada para el puente de 7.50 m., para 2 líneas de tránsito para camiones tipo H- 15 S- 12; considerando guarniciones de 0.8 m. de ancho y parapetos de 150 kg/ml cada uno; debiendo utilizar en forma general para el cálculo de este puente especificaciones AASHO.

##

Se presentarán los diversos anteproyectos que sean necesarios para justificar el tipo de puente que se adopte, así como los cálculos y planos -- que sean necesarios, como los correspondientes métodos de construcción, programa y presupuesto general de la obra.

Ruego a usted tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar examen profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares, en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Muy atentamente

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
México, D.F. a 15 de Agosto de 1967  
EL DIRECTOR

Ing. Manuel Paulín Ortiz



MPO'IMO'dc.

## I N D I C E

	PAGS.
CAPITULO I	
GENERALIDADES	1
CAPITULO II	
ELECCION DE TIPO DE PUENTE	7
Anteproyecto No. 1	11
Anteproyecto No. 2	13
CAPITULO III	
CALCULO DE LA SUPERESTRUCTURA	16
Diseño de la Guarnición	17
Determinación de la Sección Económica entre nervaduras	21
Diseño de la losa	30
Diseño de las nervaduras	40
Diseño de los diagramas	61
CAPITULO IV	
CALCULO DE LOS APOYOS	72
Diseño del apoyo móvil	75
Diseño del apoyo fijo	78
CAPITULO V	
CALCULO DE LA SUBESTRUCTURA	80
Proyecto y cálculo de los estribos	80
Proyecto y cálculo de la pila	105
CAPITULO VI	
PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION	129

CAPITULO VII

PROGRAMA DE CONSTRUCCION 135

CAPITULO VIII

PRESUPUESTO 141

## CAPITULO I

GENERALIDADES

LOCALIZACION DEL CRUCE.- El cruce es normal al cauce y se halla sobre el río Claro en el Km. 20 + 968 del camino Cananea-La Ascención en el tramo Cananea - Agua Prieta con origen en Cananea.

El río Claro nace en la Sierra de los Ajos aproximadamente a unos 15 Km. aguas arriba del cruce corriendo por un cauce zigzageante en dirección NW para ir a desembocar en el río San Pedro a unos 25 Km. aguas abajo.

Se realizaron los estudios de campo necesarios para el proyecto del puente obteniéndose los siguientes datos:

a) DATOS TOPOGRAFICOS.- Para la ubicación del cruce fué necesario realizar varios estudios haciendo para ello un reconocimiento de la zona tomando en cuenta las condiciones del terreno y el trazo general del camino.

Apoyándose en poligonales cerradas se hizo un levantamiento configurado del terreno en la zona del cruce, tomándose secciones transversales de dicho cruce y dos auxiliares- aguas arriba y aguas abajo respectivamente.

El cruce elegido es recto, no tiene obstáculos, es ta alejado de curvas horizontales y de rápidas en su curso, quedando cerca de la línea general evitando así largos trá-- mos de acceso.

El Banco de Nivel está situado en una mojonera de concreto a 60.00 m. a la derecha de la EST 20 + 500.00 con una elevación promedio de 1505.251 m.

b) DATOS HIDRAULICOS.— Las secciones transversales - tomadas permitieron comprobar el caudal de la corriente ob-- servando que el río en el cruce tiene un tirante medio y - - anchura de lámina de agua:

en estiaje	El cauce es seco
en aguas más. ord.	1.00 x 50.00 m.
en aguas más. extraord.	1.50 x 200.00 m.

La velocidad superficial del río es 1.20 m/seg. — y por el método de seccion y pendiente se calculó que en cre cientes máximas extraordinarias, tiene una velocidad de - -- 2.5 m/seg.

La pendiente media en el cruce es de  $S_h=0.00830$  y el coeficiente de rugosidad recomendable es 0.040 en el cau- ce y 0.050 en las márgenes

La frecuencia de las crecientes máximas extraordina rias son de 4 a 6 años con una duración de 6 a 8 horas y la época en que se presentan es de Julio a Septiembre.

El río arrastra ramas de 6 m. de largo por 4.00 m. de ancho en su parte más frondosa siendo el claro mínimo -- para permitir el paso de estos cuerpos flotantes de 15.00 m.

La distancia libre vertical que deberá dejarse -- entre el nivel de aguas máximas extraordinarias y la parte inferior de la superestructura será 1.50 m.

La época de estiaje y avenidas es de Julio a Diciembre.

A 4 Km. aguas abajo se encuentra un puente el cual resulta insuficiente para el gasto del río, pues en la crecien- te máxima extraordinaria pasada el agua sobrepasó el -- puente, rompiendo además el terraplen de acceso de la margen derecha en un tramo de 10.00 m. socavando también el de la -- margen izquierda.

CALCULOS HIDRAULICOS.-

Sección.- Hidráulica en el cruce

NAME.- 1485.60 m

Formula de Maning  $v = \frac{1}{n} r^{2/3} s^{1/2}$

TRAMO	AREA M2	PERIMETRO (m)	RADIO HI-DRAULICO (m)	PENDIENTE	COEF. DE RUGOSIDAD	$r^{2/3}$	$s^{1/2}$	VELOCIDAD m/seg.	GASTO PARCIAL m <sup>3</sup> /seg.
1	24.7	67.60	0.36	0.00830	0.050	0.506	0.0911	0.92	23
2	64.0	54.40	1.18	0.00830	0.040	1.117	0.0911	2.54	163
3	89.6	145.60	0.62	0.00830	0.050	0.727	0.0911	1.33	119
$\Sigma$	178.3								305

$$\text{Velocidad media} = \frac{Q}{A} = \frac{305}{178.3} = 1.71 \text{ m/seg.}$$

CALCULOS HIDRAULICOS.-

Sección.- Hidráulica Auxiliar No. 1

TRAMO	AREA (M <sup>2</sup> )	PERIMETRO (m)	RADIO HI-DRÁULICO (m)	PENDIENTE	COEF. DE RUGOSIDAD	2/3 r	1/2 s	VELOCIDAD m/seg.	GASTO PARCIAL m <sup>3</sup> /seg.
1	23.2	36.2	0.64	0.00575	0.050	0.243	0.00246	1.23	29
2	41.3	28.7	1.44	0.00675	0.040	1.275	0.00246	2.63	109
3	104.7	10.9	0.96	0.00675	0.040	0.923	0.00246	1.60	168
	169.2								306

$$\text{Velocidad media} = \frac{Q}{A} = \frac{306}{169.2} = 1.81 \text{ m/seg.}$$

CALCULOS HIDRAULICOS.-

Sección.- Hidráulica Auxiliar No. 2

TRAMO	AREA (M <sup>2</sup> )	PERIMETRO (m)	RADIO HI- DRAULICO (m)	PENDIENTE	COEF. DE RUGOSIDAD	2/3 r	1/2 s	VELOCIDAD m/seg.	GASTO PARCIAL m <sup>3</sup> /seg.
1	65.2	129.8	0.50	0.00840	0.050	0.630	0.0915	1.15	75
2	68.2	57.1	1.19	0.00840	0.040	1.123	0.0915	2.50	175
3	24.9	40.6	0.60	0.00840	0.050	0.719	0.0915	1.31	33
	158.3								283

$$\text{Velocidad media} = \frac{Q}{A} = \frac{283}{158.3} = 1.78 \text{ m/seg.}$$

c) DATOS DE CIMENTACION.- Los estudios de cimentación son importantes ya que nos dan un criterio para elegir el sistema de cimentación adecuada y la longitud de los claros parciales del puente.

Se realizaron 3 sondeos en los que los tres primeros metros se avanzó a cielo abierto y el resto hasta 10.90-mts. como máximo se empleó la penetración estandar; encontrándose que los materiales de que está formado el subsuelo en la zona del cruce tanto en sus riberas como en el fondo, se puede decir que aparece primero una capa de 3 mts. de arena gruesa con algunos boleos, a continuación de la cual aparece una capa de grava empacada en arena limosa de espesor indefinido, como se puede apreciar en el corte geológico.

Los esfuerzos de compresión considerados para la primera capa es de 2 Kg/cm<sup>2</sup> y para la segunda de 3 Kg/cm<sup>2</sup>.

d) DATOS DE CONSTRUCCION.- Los materiales para la construcción del puente y los costos son los siguientes:

Cemento Portland a \$ 420.00/ton. en Cananea, Son. a 25 Km. por brecha transitable en toda época del año con 4 Km. de desviación.

Cal \$ 300.00/ton. en Cananea.

Mat. para revestimiento en el lugar.

Agregado fino ó Piedra quebrada para obtenerlo en el lugar.

Piedra para mampostería .- no se obtuvo localización.

Agua.- Se haran pozos en el lugar.

Madera de Primera.- En Cananea Son. a \$ 1.65/pie tablón

Fierro estructural en México.

Fierro de Refuerzo \$ 3,360.00/ton. en Cananea, Son.

El clima dominante en la región es templado con nevadas en -  
el invierno.

Jornal acostumbrado en la región \$ 22.00

e) DATOS DE TRANSITO.- Debido a que este puente se ha-  
lla en un camino vecinal donde se van a tener zonas de in-  
fluencia de alguna importancia se tomó en cuenta un ancho de  
camino de 10.00 m. con calzada para el puente de 7.50 m. pa-  
ra 2 líneas de tránsito para camiones tipo H-15 S-12 conside-  
rando guarniciones de 0.8 m. de ancho.

## CAPITULO II

ELECCION DEL TIPO DE PUENTE

Este capitulo es de suma importancia, pues de la —  
elección del tipo depende en forma principal la economía, la—  
facilidad de construcción, de operación y conservación de es—  
tas estructuras.

Se harán varios anteproyectos tomando en cuenta:

- 1.- El de menor costo.
- 2.- El procedimiento de construcción más sencillo.
- 3.- El buen funcionamiento hidráulico.
- 4.- La cimentación debe ser tal que la socavación  
no ponga en peligro la estabilidad de la es—  
trutura.
- 5.- Una apariencia de la estructura procurando que  
el conjunto sea agradable.

1.- Determinación de la longitud del puente:

Primeramente tenemos que ver la longitud del puente  
sea mayor o igual que el cauce principal.

Tendremos que suponer una sobreelevación máxima, la  
cual supongo de 0.35 m. en la que no tendremos problemas de —  
inundar algunas propiedades.

En la mayoría de las veces es más económico un te—

rraplen de acceso que el puente en condiciones hidráulicas, - por lo que habrá que terraplenar las llanuras de inundación - pero como éstas son bastante grandes al estrechar el cauce - nos produciría una velocidad y una sobreelevación bastante - grandes por lo que propongo hacer una canalización dentro del cauce principal como se muestra en el corte geológico.

Supongamos una longitud de 60 mts. entre las estaciones 20 + 955 y 21 + 015

Datos:

Tramo	Velocidad	Q	V1 <sup>2</sup>
1	0.92	23	0.85
2	2.54	163	6.45
3	1.33	119	1.77

Q Total = 305 m<sup>3</sup>/seg.

De la figura ya con la canalización hecha

Tramo	Area Libre m <sup>2</sup>	Sobre elevación supuesta Ma.	2 gh	V1 <sup>2</sup>	V2	Q
1	1.20	0.35	6.87	0.85	2.78	3.34
2	77.00	0.35	6.87	6.450	3.65	281.00
3	7.50	0.35	6.87	1.77	2.95	<u>22.10</u>
						<u>306.44</u>

Aplicando el Teorema de Vernoulli

$$\frac{V1^2}{2g} + h1 = \frac{V2^2}{2g} + h2$$

$$\text{Sobreelevación} = h_1 - h_2 = \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g}$$

$$h = \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g}$$

$$V_2^2 = 2gh + V_1^2$$

$$V_2 = \sqrt{V_1^2 + 2gh}$$

$$2gh = 2 \times 9.81 \text{ m/seg} \times 0.35 \text{ m.} = 6.87$$

$$V_{T-1}^2 = \sqrt{0.86 + 6.87} = \sqrt{7.72} = 2.78$$

$$V_{T-2}^2 = \sqrt{6.45 + 6.87} = \sqrt{13.32} = 3.65$$

$$V_{T-3}^2 = \sqrt{1.77 + 6.87} = \sqrt{8.64} = 2.95$$

Como la sobreelevación supuesta es la máxima permitida estamos dentro de la seguridad, por lo que la longitud de 60 mts. es aceptable considerando que nuestra canalización será a partir del Km. 20 + 980 hasta 21 + 015 o sea: que el ancho de la canalización será de 35.00 m. y considerando que el agua al entrar al cauce principal podría dañar los terraplenes de acceso, para evitarlo propongo un longitud de canal aproximada de 200 mts. aguas arriba y 150 m. aguas abajo.

## 2.- Número de claros:

Para el desarrollo de los anteproyectos se proponen

3 claros de 20.00 m. y 2 claros de 30.00 m.

3.- Elección de la Subestructura:

Dado el tipo de terreno la cimentación se hará por superficie siendo la profundidad de desplante a 4.00 m. con respecto al terreno natural en la cual no se presentan problemas por asentamientos, ni por inestabilidad de los terraplenes de acceso.

Para efectos de los anteproyectos se propone:

2 estribos y una pila de mampostería para 2 claros de 30.00 mts. y 2 estribos, 2 pilas de mampostería para 3 claros de 20.00 mts.

Para los anteproyectos propuestos se sugiere una elección de una superestructura económica para lo cual se ha visto que para este tipo de claros las losas nervuradas son las más económicas.

Para determinar el tipo de puente se presentan dos anteproyectos, los cuales fueron estimados a partir de proyectos tipo calculados de la Publicación de la Sría. de Obras Públicas llamada " Puentes para caminos ".

ANTEPROYECTO I

Superestructura.- Estará formada por dos tramos de losa nervurada de concreto reforzado de una resistencia de  $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$  de 30.00 m. de claro, 7.50 de ancho de calzada, guarniciones de 0.80 m., parapeto de vigas y pilastras.

Subestructura.- Formada por 2 estribos con aleros de mampostería de tercera clase con mortero de cemento 1:5 y corona de concreto de  $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ . Una pila de mampostería de tercera clase con mortero de cemento 1:5 y corona de concreto de  $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ .

Concepto	Unid.	Cant.	P.U.	Importe
<u>Superestructura</u>				
Concreto $f'c=250 \text{ Kg/cm}^2$ (parapeto)	m3	8.40	\$ 950.00	\$ 7,980.00
Acero de refuerzo (parapeto)	kg	1,312.00	4.00	5,248.00
Concreto $f'c 250$ (losa nervurada)	m3	195.60	632.00	123,619.20
Acero de refuerzo (losa nervurada)	kg	32,836.00	4.00	131,344.00
Drenes	pza	32.00	13.00	416.00
Apoyos: Neopreno	dm3	58.00	87.00	5,046.00
<u>Subestructura</u>				
Concreto $f'c=250 \text{ Kg/cm}^2$	m3	29.2	424.00	12,380.80
Acero de refuerzo (corona)	kg	2,004.00	4.00	8,016.00
Mamp de 3a. clase (aprox.)	m3	1,100.00	182.00	200,200.00
Excavación (aprox.)	m3	1,776.00	18.00	31,968.00

Superestructura	\$ 273,653.20
Subestructura	<u>252,565.60</u>
	\$ 526,318.80
Admon. e imprevistos (10%)	<u>52,631.88</u>
	\$ 578,950.68
Utilidad (10%)	<u>57,895.07</u>
T o t a l	\$ 636,845.75

Costo por ML de Puente: \$ 10,614.09

ANTEPROYECTO II

Superestructura.- Estará formada por 3 tramos de losa nervurada de concreto reforzado de una resistencia de  $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$  de 20.00 m. de claro, 7.50 de ancho de calzada, guarniciones de 0.80 m., parapeto en vigas y pilastras.

Subestructura.- Formada por 2 estribos con aleros de mampostería de tercera clase con mortero de cemento 1:5 y corona de concreto de  $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ . 2 pilas de mampostería de tercera clase con mortero de cemento 1:5 y corona de concreto de  $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ .

Concepto	Unid.	Cant.	P.U.	Importe
<u>Superestructura</u>				
Concreto $f'c=250 \text{ Kg/cm}^2$ (parapeto)	m3	8.40	\$ 950.00	\$ 7,980.00
Acero de refzo. (parapeto)	Kg	1,312.00	4.00	5,248.00
Concreto $f'c=250 \text{ Kg/cm}^2$ (losa nervurada)	m3	173.70	632.00	109,778.40
Acero de Refzo. (losa nervurada)	Kg	41,121.00	4.00	164,484.00
Drenes	pza	42.00	13.00	546.00
Apoyos: Neopreno	dm3	21.00	87.00	1,827.00
<u>Subestructura</u>				
Concreto $f'c=250 \text{ Kg/cm}^2$	m3	22.4	424.00	9,497.60
Acero de Refzo. (corona)	Kg	1,368.00	4.00	5,472.00
Mamp. 3a. clase (aprox.)	m3	1,300.00	182.00	235,600.00
Excavación (aprox.)	m3	1,966.00	18.00	35,388.00

Superestructura	\$ 289,863.40
Subestructura	<u>286,957.60</u>
	\$ 576,821.00
Admon. e imprevistos (10%)	<u>57,682.10</u>
	\$ 634,503.10
Utilidad (10%)	<u>63,450.31</u>
T o t a l	\$ 697,953.41

Costo por ML de Puente: \$ 11,632.55

Como se puede notar de los anteproyectos estudiados el 1º nos da un costo menor, por lo que se ve que para este claro es más económico dos tramos de losa nervurada, que secciones más económicas pero con una pila extra.

Se podría haber propuesto una estructura formada por losa y trabes metálicas, pero esta estructura solo es económica en los casos de tener que sustituir obras falsas de más de 8.00 mts. de altura, por lo que se optó por el tipo de losa con nervaduras.

Se desarrollará el cálculo y los planos necesarios para el Anteproyecto No. 1.

## CAPITULO III

CALCULO DE LA SUPERESTRUCTURA

## a).- DATOS GENERALES

Claro teórico	30.00 m.
Ancho de Calzada	7.50 m.
Ancho de Guarnición	0.80 m.
Parapeto	150.00 Kg/m

Se utilizarán especificaciones AASHO

## b).- CONSTANTES PARA EL CALCULO DEL CONCRETO

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 0.4 f'_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = 2000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 10$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f'_c}}$$

$$K = \frac{1}{1 + \frac{2000}{10 \times 100}}$$

$$k = 0.333$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - 0.111 = 0.889$$

$$K = \frac{1}{2} f'_c k j = \frac{1}{2} \times 100 \times 0.333 \times 0.889$$

$$K = 14.8 \text{ Kg/cm}^2$$

## c).- CARGA MOVIL O VIVA

Camión tipo H-15 S-12 en 2 bandas de circulación

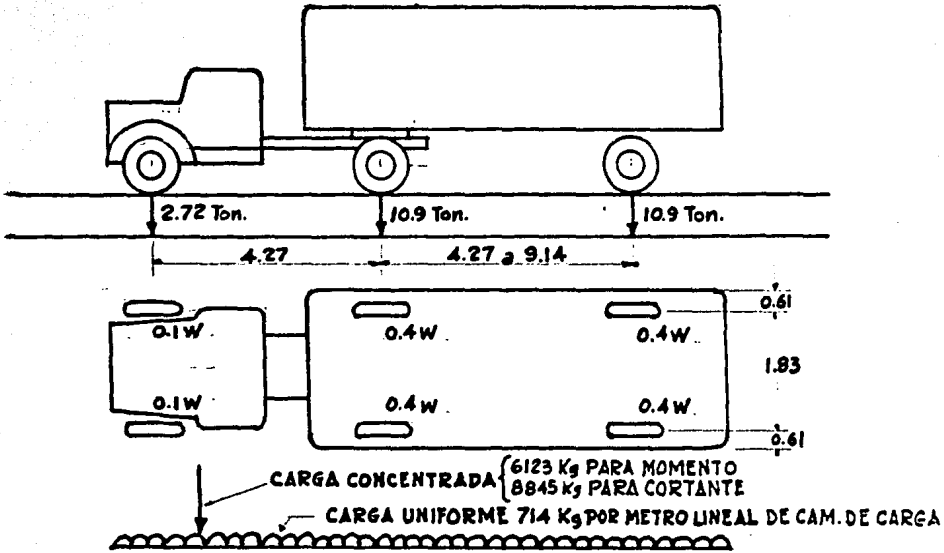


FIGURA 1

Diseño de la Guarnición

El dato de proyecto nos indica que la guarnición debe ser de 0.80 m.

Se supondrá una sección analizando la parte más desfavorable (fig. 2)

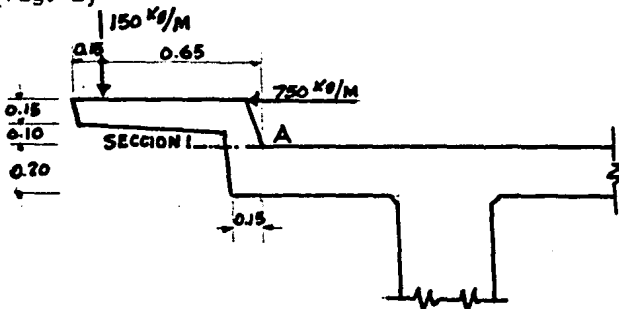


FIGURA 2

Las guarniciones deberán ser proyectadas para resistir una fuerza horizontal no menor de 750 Kg/m de guarnición aplicada en la parte superior de la guarnición ó a una elevación de 25 cm. arriba del piso, si la guarnición es de altura mayor que 25 cm. (Especificaciones AASHO 2-11-b).

El peso de la banqueta es:

$$0.15 \times 0.80 \times 2400 = 288 \text{ Kg}$$

Tomando momentos con respecto a la sección A

$$M_a = 288 \times 0.40 + 0.10 \times 0.15 \times 2400 \times 0.075 + 150 \times 0.65 + 750 \times 0.25 =$$

$$M_a = 115.20 + 2.70 + 97.50 + 187.50 = 402.90$$

$$M_a = 402.90 \text{ Kg-m.}$$

Aplicando la fórmula para obtener el peralte efectivo para  $b=1.00 \text{ m}$ .

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}} = \sqrt{\frac{40290}{14.8 \times 100}} = \sqrt{27.2}$$

$$d = 5.2 \text{ cm.}$$

Sabemos que

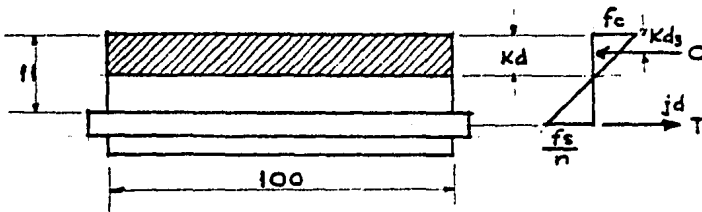
$$d = h - r$$

Considerando un recubrimiento de 3.50 cm.

$$d = 15 - 3.5 = 11.50 > 5.2 \text{ cm}$$

Como el momento resistente es mayor que el momento exterior, la viga es peraltada.

El triángulo de esfuerzos para una viga peraltada es:



$$f_c = \frac{f_s}{n} \frac{Kd}{11.5-Kd} = 200 \frac{Kd}{11.5-Kd}$$

$$C = f_c \frac{kdb}{2} = 100 \text{ kd} \times 0.50 \times 200 \frac{\text{kd}}{11.5-Kd}$$

$$M = Cjd = C \frac{(d-kd)}{3} = 100 \text{ kd} \times 0.50 \times 200 \frac{\text{kd}}{11.5-kd} \left( \frac{d-kd}{3} \right) = 40290$$

$$M = \left[ \frac{10000 (kd)^2}{11.5-kd} \right] \left[ \frac{11.5-kd}{3} \right] = 40290$$

Esta es una ecuación cúbica que puede resolverse por tanteos

Supongamos  $kd = 1.8$

$$\frac{(1.8)^2}{11.5-1.8} \left( \frac{11.5-1.8}{3} \right) = \frac{35.316}{9.7} = 3.64 < 4.029$$

$kd = 1.9$

$$\frac{(1.9)^2}{11.5-1.9} \left( \frac{11.5-1.9}{3} \right) = \frac{39.34}{9.62} = 4.096 > 4.029$$

$$k_d = 1.88$$

$$\frac{(1.88)^2}{11.5 - 1.88} \left( 11.5 - \frac{1.88}{3} \right) = \frac{38.43}{9.62} = 3.99 < 4.029$$

$$k_d = 1.885$$

$$\frac{(1.885)^2}{11.5 - 1.885} \left( 11.500 - \frac{1.885}{3} \right) = \frac{38.62}{9.61} = 4.016 \doteq 4.019$$

Usando  $k_d = 1.885$

$$j_d = 11.5 - \frac{1.885}{3} = 10.872$$

El área de acero necesaria es:

$$A_s = \frac{M}{f_s j_d} = \frac{40290}{2000 \times 10.872} = 1.86 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usando varilla de  $3/8"$  de  $\phi$  la separación será

$$s = \frac{100 a_s}{A_s} = \frac{100 \times 0.71}{1.86} = 38 \text{ cm.}$$

Por especificación la máxima separación es  $3h$

$$3 \times 15 = 45 \text{ cm.}$$

Por lo cual la separación calculada es la correcta.

En el sentido longitudinal irán varillas para armar, a una separación como indica la figura en la cual se absorben los efectos de temperatura.

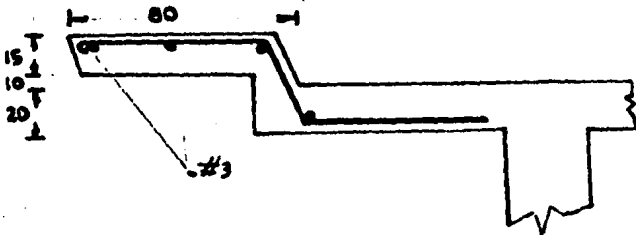


Figura 3

### DETERMINACION DE LA SECCION ECONOMICA ENTRE NERVADURAS

Se harán tanteos de manera que el momento negativo en el voladizo sea aproximadamente igual (en valor absoluto) al momento positivo de la losa entre nervaduras.

#### 1er. Tanteo

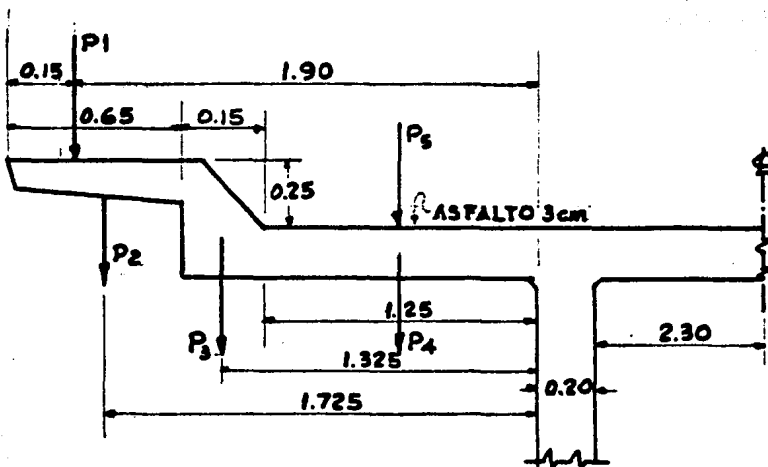


Figura 4

## 1.- Momento en el voladizo

a) Momento flexionante producido por la carga muerta respecto a la sección A-A

CARGA	CALCULO DE LA CARGA	PESO	BRAZO	MOMENTO
P1	dato	150	1.90	285
P2	0.15x0.65x2400x1	234	1.725	404
P3	0.15x0.45x2400x1	162	1.325	214
P4	0.20x1.25x2400x1	600	0.625	375
P5	0.03x1.25x2000x1	75	0.625	47
				1325

$$M_{CM} = 1325 \text{ Kg-m/m}$$

Momento flexionante producido por carga viva e impacto.

Tenemos la siguiente fórmula

$$M_{CV+I} = \frac{P \cdot X}{E} \cdot I$$

en donde:

P = Peso de una rueda = 5440 Kg AASHO 1,3-2-h

X = Distancia en metros desde la carga hasta el punto de apoyo

E = Ancho de distribución de la carga de una rueda

I = Impacto

Cada rueda sobre el elemento perpendicular al tran-

sito se distribuirá de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$E = 0.8 x + 1.143$$

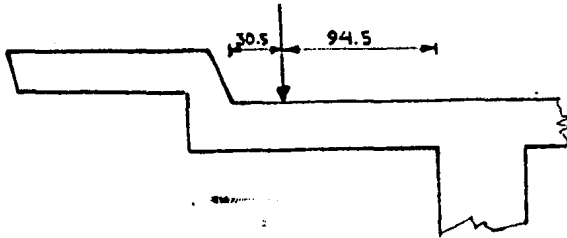


FIGURA 5

$$x = 1.250 - 0.305 = 0.945$$

Para proyecto se supone que el eje vertical central de la rueda quede a 30.5 cm. de la cara de la guarnición.

$$E = 0.80 \times 0.945 + 1.143 = 1.9$$

Impacto:

El impacto para losas en voladizo es de 30%

$$I = 30\%$$

Entonces el momento por carga viva e impacto vale:

$$M_{CV+I} = \frac{5440 \times 0.945}{1.9} \times 1.3$$

$$M_{CV+I} = 3519 \text{ Kg-m/m}$$

Momento total del voladizo

$$M_T = M_{CM} + M_{CV+I} = 1325 + 3519 = 4844 \text{ Kg-m/m}$$

## 2.- Momento producido por la losa entre nervaduras

## a) Carga muerta

$$w = 0.20 \times 2400 \times 1.00 + 0.03 \times 2000 \times 1.00$$

$$w = 480 + 60 = 540 \text{ Kg/m}$$

$$M_{CM} = \frac{wl^2}{10} = \frac{540 \times 4.60^2}{10} = 1140 \text{ Kg-m/m}$$

## b) Carga viva

El ancho de distribución para claros mayores de 2.13 con refuerzo perpendicular al tránsito (AASHO 3-2C) es:

$$E = 0.45 + 1.14$$

en donde  $s$  es la distancia entre las caras interiores de las nervaduras.

$$s = 4.60$$

$$E = 0.4 \times 4.60 + 1.14 = 1.84 + 1.14 = 2.98 \text{ m}$$

Impacto: Es la cantidad en que se incrementan los esfuerzos y se expresa como un porcentaje de los esfuerzos de carga viva (2-2.12c).

El impacto debe ser menor ó igual del 30% y se calcula con la fórmula

$$I = \frac{15.24}{L+38.10}$$

$$I = \frac{15.24}{4.60+38.10} = 0.357 > 30\%$$

por lo que se tomará el impacto  $I = 30\%$

$$M_{CV+I} = \frac{0.20 P_s}{E} I = \frac{0.20 \times 5540 \times 4.60}{2.98} \times 1.30$$

$$M_{CV+I} = 2180 \text{ Kg-m/m}$$

Momento total entre nervaduras

$$M_T = 1140 + 2180 = 3320 \text{ Kg-m/m}$$

Comparando los momentos en el voladizo y al centro del claro entre nervaduras se ve que la diferencia es grande por lo que habrá que hacer otro tanteo separando más las nervaduras:

2do. tanteo:

Supongamos una separación entre nervaduras de 5.10

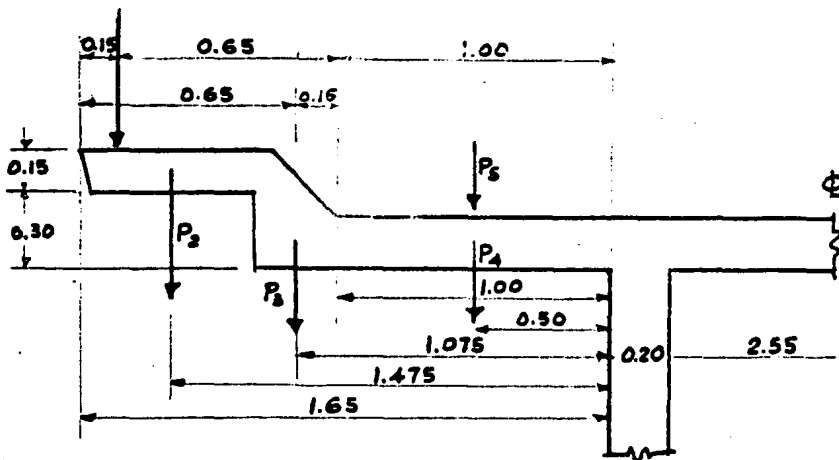


Figura 6

1.- Momento en el voladizo

a) Momento flexionante producido por la carga muera

ta respecto a la sección A-A

CARGA	CALCULO DE LA CARGA	PESO	BRAZO	MOMENTO
Parapeto	dato	150	1.650	258
P2	$0.15 \times 0.65 \times 2400 \times 1$	234	1.475	345
P3	$0.15 \times 0.45 \times 2400 \times 1$	162	1.075	168
P4	$0.20 \times 1.00 \times 2400 \times 1$	480	0.500	240
P5	$0.03 \times 1.00 \times 2000 \times 1$	60	0.500	30
				= 1041

$$M_{CM} = 1041 \text{ Kg-m/m}$$

b) Momento flexionante producido por carga viva

$$I = 30\%$$

$$P = 5440 \text{ Kg}$$

$$E = 0.8x + 1.143 \quad X = 1.00 - 0.305 = 0.695$$

$$E = 0.8 \times 0.695 + 1.143 = 1.699$$

$$M_{CV+I} = \frac{Px}{E} \quad I = \frac{5440 \times 0.695}{1.699} \times 1.3 = 2895 \text{ Kg-m/m}$$

$$M_{TOTAL} = 1041 + 2895 = 3936 \text{ Kg-m/m}$$

2.- Momento producido por la losa entre nervaduras

a) Carga muerta

$$w = 0.20 \times 2400 \times 1 + 0.03 \times 2000 \times 1.00 = 540 \text{ Kg/m}$$

$$M_{CM} = \frac{wl^2}{10} = \frac{540 \times 5.10^2}{10} = 1405 \text{ Kg-m/m}$$

b) Carga Viva

$$E = 0.4S + 1.14$$

$$E = 0.4 \times 5.10 + 1.14 = 3.18$$

Impacto

$$I = \frac{15.24}{5 + 38.10} = \frac{15.24}{5.10 + 38.10} = 0.354 > 30\%$$

$$I = 30\%$$

$$M_{CV+I} = \frac{P_s I}{5E} \quad M_{CV+I} = \frac{5440 \times 5.10}{5 \times 3.18} \times 1.3 = 2270 \text{ Kg-m/m}$$

$$M_{CV+I} = 2270 \text{ Kg-m/m}$$

Momento total entre nervaduras

$$M_T = 1405 + 2270 = 3575 \text{ Kg-m/m}$$

Comparando los momentos totales obtenidos

$$M_{T-\text{Voladizo}} = 3936 \text{ Kg-m/m}$$

$$M_{T-\text{Entre Nervaduras}} = 3575 \text{ Kg-m/m}$$

Vemos que aún hay diferencia por lo que se hará un tercer tanteo

3er. Tanteo

Separación entre nervaduras 5.20 m.

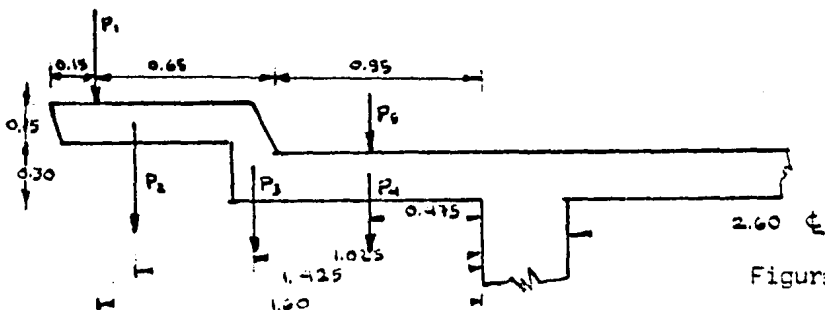


Figura 7

CARGA	CALCULO DE LA CARGA	PESO	BRAZO	MOMENTO
Parapeto	dato	150	1.60	240
P2	0.15x0.65x2400x1	234	1.425	334
P3	0.15x0.45x2400x1	162	1.025	166
P4	0.20x0.95x2400x1	456	0.475	217
P5	0.03x0.95x2000x1	57	0.475	27
			$\Sigma =$	<u>984</u>

$$M_{CM} = 984 \text{ Kg-m/m}$$

b) Momento flexionante producido por carga viva

$$I = 30\%$$

$$P = 5440 \text{ Kg}$$

$$E = 0.8x + 1.143$$

$$E = 0.8x0.645 + 1.143 = 1.663\text{m}$$

$$M_{CV+I} = \frac{Px}{E} \quad I = \frac{5440 \times 0.645}{1.663} \times 1.3 = 2750$$

$$M_{TOTAL} = 984 + 2750 = 3734 \text{ Kg-m/m}$$

2.- Momento producido por la losa entre nervaduras

a) Carga Muerta

$$w = 0.20 \times 2400 \times 1.00 + 0.03 \times 2000 \times 1.00 = 540 \text{ Kg/m}$$

$$M_{CM} = \frac{wl^2}{10} = \frac{540 \times 5.20^2}{10} = 1460 \text{ Kg-m/m}$$

b) Carga viva

$$E = 0.4S + 1.14$$

$$E = 0.4 \times 5.20 + 1.14 = 3.22$$

Impacto:

$$I = \frac{15.24}{5.20+38.10} = 0.35 > 30\%$$

$$I = 30\%$$

$$M_{CV+I} = \frac{Ps}{SE} I \quad M_{CV+I} = \frac{5440 \times 5.20}{5 \times 3.22} \times 1.30 = 2280$$

$$M_{CV+I} = 2280 \text{ Kg-m/m}$$

Momento total entre nervaduras

$$M_T = 1460 + 2280 = 3740 \text{ Kg-m/m}$$

Comparando los momentos totales obtenidos

$$M_{\text{voladizo}} = 3734 \text{ Kg-m/m}$$

$$M_{\text{entre nervaduras}} = 3740 \text{ Kg-m/m}$$

Estos momentos se pueden considerar aproximadamente iguales por lo que tomaremos como separación entre nervaduras 5.20 m. y como momento de diseño el momento mayor.

$$M_{\text{diseño}} = 3740 \text{ Kg-m/m}$$

DISEÑO DE LA LOSA

## 1.- Cálculo del Peralte

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}} = \sqrt{\frac{374000}{14.8 \times 100}} = \sqrt{253} = 15.9$$

$$d = 15.9$$

Las especificaciones AASHO indican que las losas —  
deberán llevar un recubrimiento mínimo de 2.5 cm. para vari—  
llas de  $\emptyset$  3/4

$$\text{rec. mín.} = 1.9 \frac{1}{2} + 2.5 = 0.95 + 2.5 = 3.45$$

$$h = d + r = 15.90 + 3.45 = 19.35$$

Supongamos una  $h = 20$  cm.

Para fines de drenaje de la calzada, se dará un bom—  
beo parabólico, manteniendo constante el espesor de la losa y  
dándole una flecha del uno por ciento del ancho de calzada —  
que corresponde a 7.5 cm.

## 2.- Cálculo del área de acero

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{374000}{2000 \times 0.669 \times 15.9} = 13.3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Separación

$$S_{3/4"} = \frac{100 a_s}{A_s} = \frac{100 \times 287}{13.3} = 21.6 \text{ cm.}$$

$$S_{3/4"} = 21 \text{ cm.}$$

### 3.- Acero de distribución

Se considera que el acero de distribución absorbe - los efectos térmicos en la parte inferior de la losa por lo - que aquí colocaremos acero de refuerzo transversalmente a la - dirección del acero de refuerzo principal con objeto de lograr una distribución lateral de las carga vivas concentradas.

Este acero se calculará como un porcentaje del acero de refuerzo principal necesario para momento positivo

$$P = \frac{100}{\sqrt{3.28S}} = \frac{55.2}{\sqrt{S}} \quad 50$$

en donde s es el claro efectivo de la losa en metros

Para este caso  $s = 5.20$

$$p = \frac{55.2}{\sqrt{5.20}} = 24.3$$

$$p = 24.3\%$$

$$A_{sd} = 0.243 \times 13.3 = 3.23 \text{ cm}^2$$

Usando varilla de 1/2" veamos la separación

$$S \ 1/2 = \frac{1.27 \times 100}{3.23} = 39.4$$

$$S \ 1/2 = 39 \text{ cm.}$$

#### 4.- Acero de Temperatura

Se proporcionará refuerzo en dirección perpendicular a la del refuerzo principal para tomar esfuerzos por contracción o temperatura. Tal refuerzo se proporcionará en un porcentaje del área total de concreto.

El refuerzo va colocado en el lecho superior de la losa entre nervaduras y en el lecho inferior de la losa en voladizo.

$$A_{ST} = pbh$$

El valor de  $p$  para varillas corrugadas con  $f_y > 4200$

es: 
$$p = 0.0018$$

$$\therefore A_{St} = 0.0018 \times 100 \times 20.0 = 3.60 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_{St} = 3.60 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Separación usando varillas de  $\phi$  5/8" :

$$S \ 5/8 = \frac{100 \times a_{st}}{A_{St}} \leq 3h$$

$$S \ 5/8 = \frac{199}{3.6} = 55.2 \text{ cm} < 60 \text{ cm.}$$

$$\therefore S \ 5/8 = 55 \text{ cm.}$$

#### 5.- Esfuerzo Cortante y de Adherencia.

Las losas que se proyecten para momento flexionante de acuerdo con todo lo anterior, se considerarán satisfactorias en lo que se refiere a adherencia y esfuerzo cortante - (3-2f).

## 6.- Armado de la losa

Es posible lograr cierto ahorro de acero de refuerzo, no prolongando las varilla del armado más allá de donde son necesarias. Para ello se hace una hipótesis simplificada sobre la ley de variación de los momentos en la losa.

Ley de variación del momento positivo.- Se supone que los momentos varían parabólicamente.

Las especificaciones AASHO recomiendan estimar el momento positivo máximo por carga móvil (peso de una rueda) en las losas con armado transversal mediante la fórmula

$$M_{CV} = \frac{PS}{5E} I$$

en donde

- P = peso de una rueda trasera
- S = separación entre nervaduras
- E = ancho de distribución
- I = coeficiente de impacto

El momento por carga viva, si la losa trabajara como simplemente apoyada valdría:

$$M'_{CV} = \frac{PS}{4E} I$$

por lo que el momento de empotramiento implícitamente admitido para la misma condición de carga móviles:

$$M''_{CV} = \frac{PS}{4E} I - \frac{PS}{5E} I = \frac{PS}{20E} I$$

La variación para la anterior condición se puede re  
presentar gráficamente:

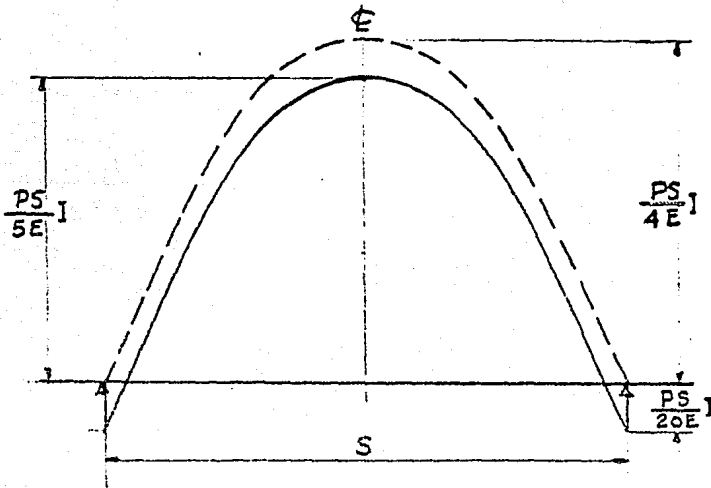


Figura 8

En cuanto la carga permanente, se estima que el momento positivo máximo vale

$$M_{CM} = \frac{ws^2}{10}$$

Si la losa fuera libremente apoyada, el momento máximo positivo valdría:

$$M'_{CM} = \frac{ws^2}{8}$$

Por lo que el momento admitido en el empotramiento por carga muerta será:

$$M''_{CM} = \frac{ws^2}{8} - \frac{ws^2}{10} = \frac{ws^2}{40}$$

La variación para la anterior condición se puede —  
representar gráficamente:

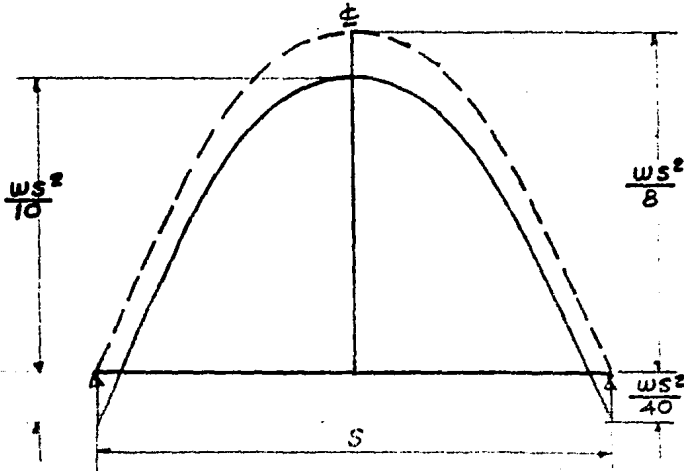


Figura 9

Para momento máximo en los empotramientos y tomando en consideración las especificaciones AASHO, se recomienda con siderar un valor por carga móvil de:

$$M = \frac{PS}{5E} I$$

y por carga muerta

$$M = \frac{ws^2}{10}$$

En lo que se refiere a momento máximo positivo en el centro del claro que se presentan simultáneamente con los negativos así calculados en los empotramientos valen:

$$M = \frac{PS}{20E} I$$

y por carga muerta

$$M = \frac{ws^2}{40E} I$$

Teniendo en cuenta lo anterior, se encontrará la — distancia a la cual podemos cortar la mitad del acero positivo.

En el Centro del Claro	En los Empotramientos
$M_{CV+I} = \frac{PS}{5E} I = 2260 \text{ Kg-m/m}$	$M_{CV+I} = -\frac{PS}{20E} I = - 872$
$M_{CM} = \frac{ws^2}{10} = 1460 \text{ Kg-m}$	$M_{CM} = -\frac{ws^2}{40} = - 365$
$M_T = 3740 \text{ Kg-m}$	$M_T = - 937$

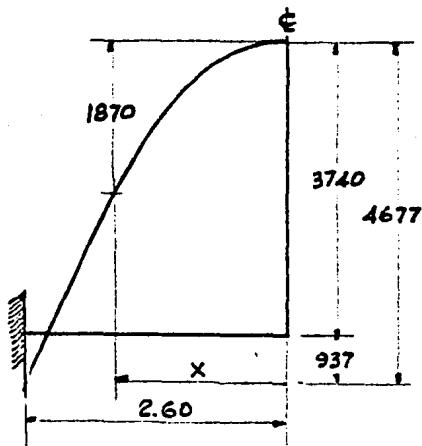


Figura 10

Se colocará el refuerzo a la separación calculada - para el momento máximo positivo correspondiente a la losa entre nervaduras, hasta que se tenga el 50% de dicho momento; - después se colocará el doble de la distancia y para eso es necesario conocer la longitud que deben tener las varillas que van a absorber el momento máximo total, usándose para esto la figura 10.

Por propiedad de la parábola.

$$x = \frac{(2.60 \times 2)^2}{4677} = \frac{(2x)^2}{1870}$$

$$x = 2.60 \sqrt{\frac{1870}{4677}}$$

$$x = 2.60 \times 0.635 = 1.65 \text{ m.}$$

Se recomienda que las varilla de refuerzo se lleven más allá de la distancia teórica (AASHO párrafo 7-5e), una longitud tal que sea mayor que:

$$15 \text{ diámetros} = 15 \times 1.91 = 28 \text{ cm.}$$

$$\frac{L}{20} = \frac{520}{20} = 26.2 \text{ cm}$$

$$\therefore x = 1.65 + 0.28 = 1.93$$

Por lo tanto, la longitud recta de la mitad de las varillas de refuerzo para momento positivo es de 3.86 m. las-



$$x_1 = 2.60 \sqrt{\frac{937}{4677}} = 2.60 \sqrt{0.20}$$

$$x_1 = 2.60 \times 0.446 = 1.16 \text{ m.}$$

Para cumplir con la especificación AASHO 7-5-a-3, -  
tendremos que

$$x_1 = 1.16 - 0.28 = 0.88$$

La longitud recta de las varillas será

$$3.75 + 0.15 - 0.88 = 3.02$$

De cada cinco varilla del refuerzo para momento negativo se pasará una de lado a lado de la losa de la calzada para armar las barras longitudinales superiores de temperatura.

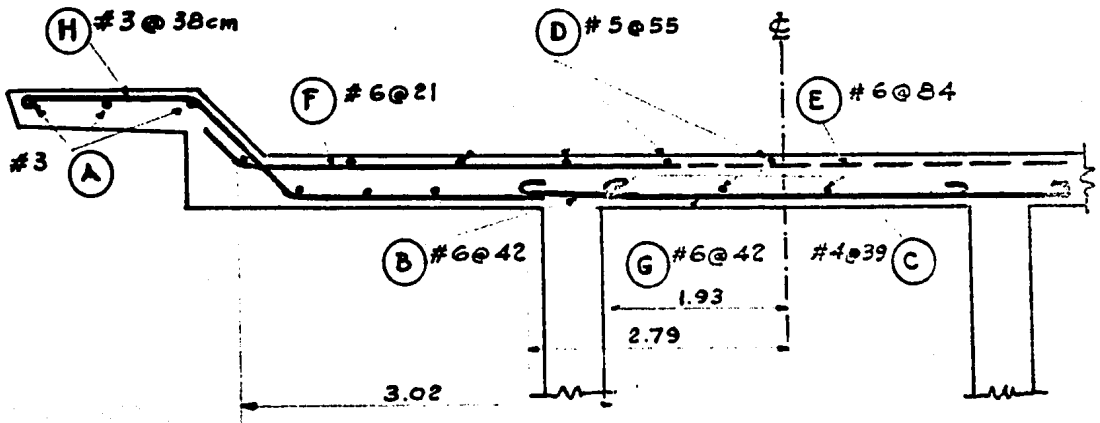


Figura 12

Varilla	Diámetro	Separación	Longitud (m)
A	3/8	36	30.00 + ganchos (2)
B	3/4	42	5.58 + ganchos (1)
C	1/2	39	30.00 + ganchos (1)
D	5/8	55	30.00 + ganchos (1)
E	3/4	84	8.10 (1)
F	3/4	21	3.56 (2)
G	3/4	42	3.86 + ganchos (1)
H	3/8	38	2.47 + ganchos (2)

Detalle de la colocación del refuerzo transversal.

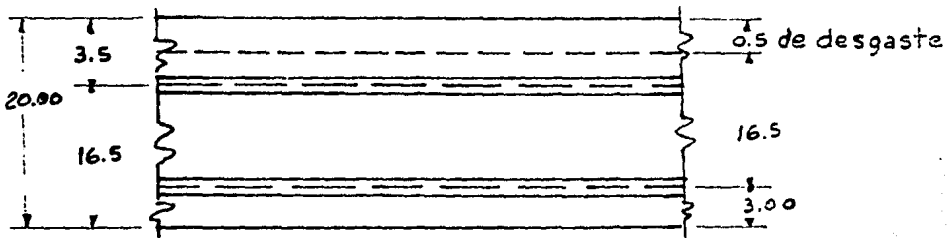


Figura 13

Diseño de las Nervaduras.

Para el diseño de las nervaduras se debe tener en cuenta que en un momento dado una de ellas está más cargada -

que otra debido a que en general los vehículos no transitan -  
centrados en sus respectivos carriles, sino que puede darse -  
el caso que en ambos carriles se carguen los dos hacia un la-  
do de la calzada, aunque teniendo en cuenta que no pueden re-  
basar el eje del camino, por lo que hay que calcular el fac-  
tor de concentración que se obtiene colocando los vehículos -  
tipo en la forma más desfavorable.

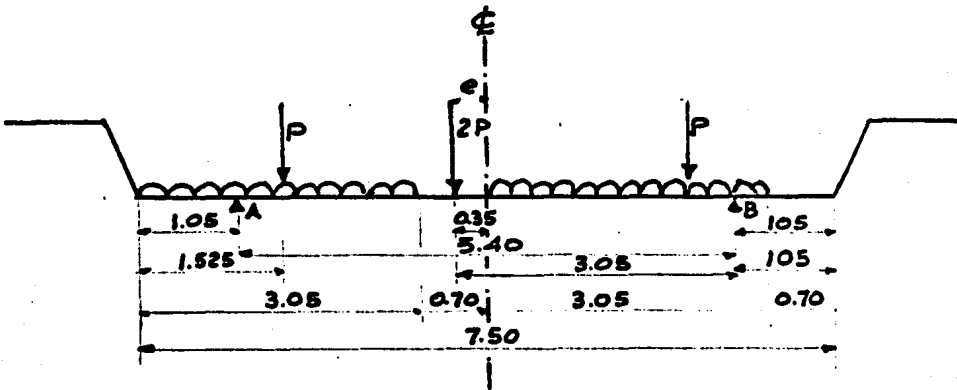


Figura 14

$$e = \frac{3.75}{2} - 1.525 = 0.35 \text{ m.}$$

$P$  = Carga de una faja de circulación

$C_c$  = Coeficiente de concentración

$$\sum M_B = 0$$

$$R_A = \frac{2P \times 3.05}{5.40} = 1.13 P$$

$$R_B = 0.87 P$$

Como el caso que se analiza puede presentarse inversamente.

$$C_c = 1.13 P$$

Impacto

$$I = \frac{15.20}{L+38.10} = \frac{15.20}{30.00+38.10} = \frac{15.20}{68.10} = 22.4\%$$

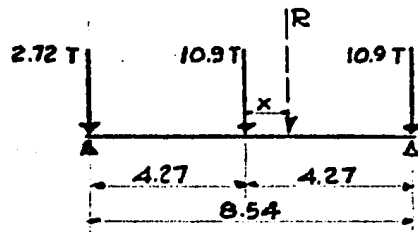
Considerando el coeficiente de concentración y el de impacto en uno solo tendremos

$$C = 1.13 \times 1.224 = 1.38$$

Momento por carga viva:

Para valuar el momento flexionante producido por la carga viva se debe seguir el criterio de comparar las dos cargas según las especificaciones (la carga de camión y la carga equivalente), escogiendo la que produzca el máximo momento, pero sin embargo las especificaciones AASHO indican que para un claro mayor de 14.00 m. predomina la carga de camión por lo que no será necesario calcular la carga equivalente.

En una viga libremente apoyada el momento flexionante máximo maximorum se produce bajo la rueda que equidista del centro del claro con la resultante de todas las cargas que actuen en la viga



$$R = 24.52$$

Figura 15

$$\sum M_A = 0 =$$

$$10.9 \times 4.27 + 10.9 \times 4.27 \times 2 - R (4.27 + x) = 0$$

$$4.27 \times 3 \times 10.9 = 24.52 \times 4.27 + 24.52 \times x =$$

$$x = \frac{139.5 - 105.3}{24.52} = 1.42 \text{ m.}$$

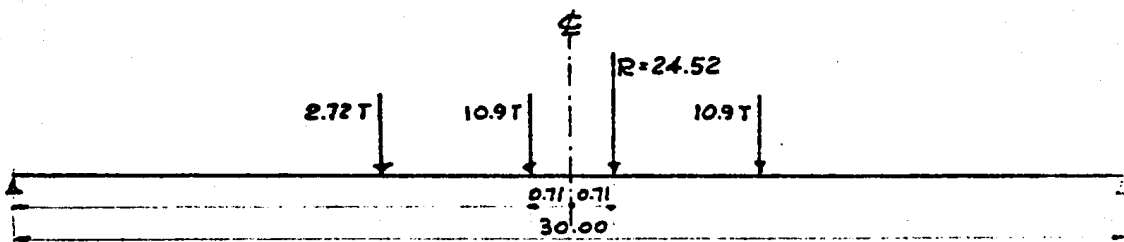


Figura 16

$$M_c = \frac{24.52 \times 14.29^2}{30.00} - 2.72 \times 4.27$$

$$M_c = 166.50 - 11.60 = 154.90 \text{ T - m}$$

$$M_{CV+I} = 154.90 \times 1.38 = 213.80 \text{ T - m}$$

$$M_{CV+I} = 213800 \text{ K - m}$$

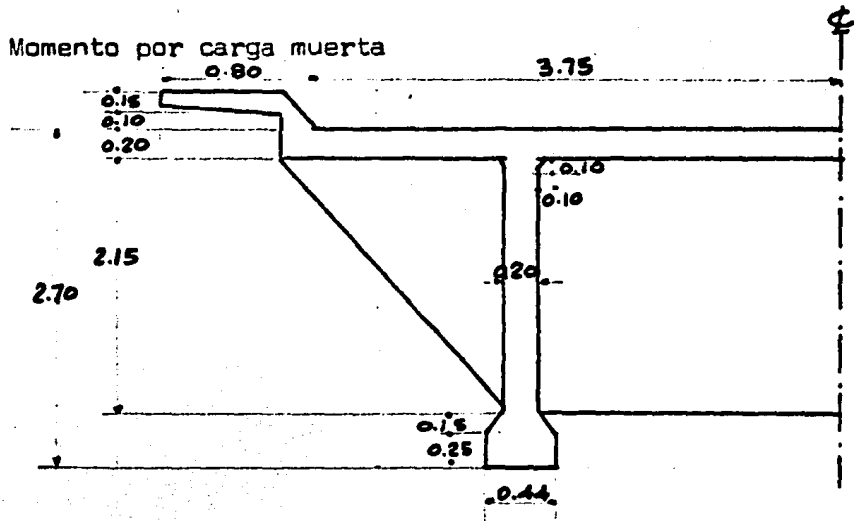


Figura 17

parapeto	150 Kg/m
guarnición	396
losa (3.75x0.20x2400)	1800
asfalto (3.75x0.03x2000)	225
cartelas (0.10x0.10x2400)	24
cartelas (0.15x0.12x2400)	43
bulbo (0.25x0.44x2400)	264
nervaduras (2.25x0.20x2400)	<u>1080</u>
TOTAL	3982 Kg/m

Como se trata de una viga simplemente apoyada.

$$M_{CM} = \frac{wl^2}{8} = \frac{3982 \times \frac{30}{8}}{8} = 448000 \text{ Kg-m}$$

Cargas muertas concentradas

Diafragmas interiores

$$Pd = 0.5(5.20 \times 2.25 \times 0.20 \times 2400) = 2880 \text{ Kg}$$

Diafragmas exteriores

$$Pd = 0.5 \times 2.25 \times 1.10 \times 0.20 \times 2400 + 2880 \text{ Kg} = 3475 \text{ Kg}$$

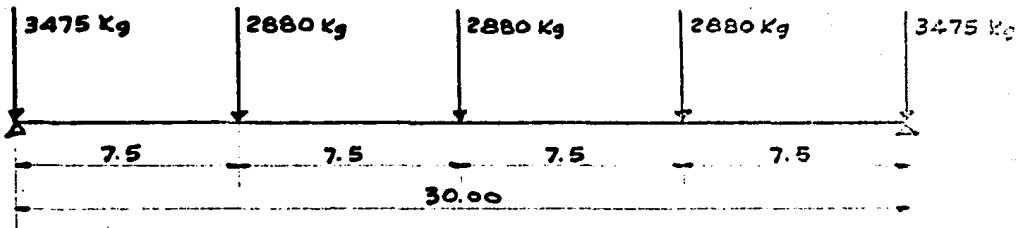


Figura 18

$$R_A = 7795 \text{ Kg}$$

$$R_{Aneta} = R_{Bneta} = 4320 \text{ Kg}$$

$$M''_{CM} = 4320 \times 15 - 2880 \times 7.5$$

$$M''_{CM} = 64800 - 21600 = 43200$$

Momento Total

El momento total por carga viva, carga muerta, Impacto y factor de concentración será:

$$M_T = 213800 + 448000 + 43200 = 705000 \text{ Kg-m}$$

$$M_T = 705000 \text{ Kg-m}$$

=====

Fuerza cortante por carga muerta

El cortante máximo por carga muerta en la trabe está dado por la reacción.

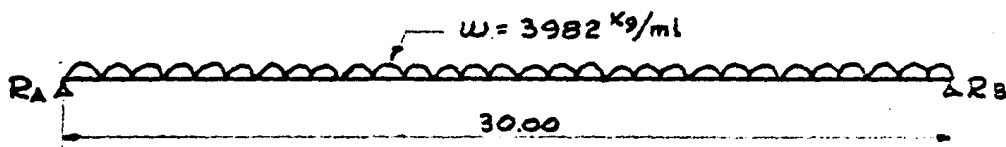


Figura 19

$$R_A = R_B = \frac{3982 \times 30}{2} = 59730 \text{ Kg}$$

$$V_{CM} = 59.73 \text{ Ton.}$$

Corte producido por los diagramas

$$V_d = 4320 \text{ Kg}$$

Cortante Total por carga muerta

$$V_T = 64.05 \text{ Ton.}$$

Fuerza cortante por carga viva

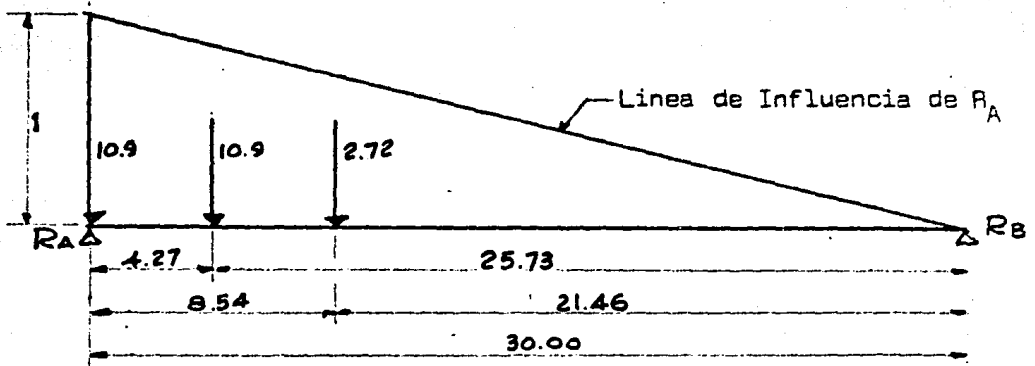


Figura 20

$$V_{CV} = 10.90 + 10.9 \times \frac{25.73}{30.00} + 2.72 \frac{21.46}{30.00}$$

$$V_{CV} = 10.90 + 9.35 + 1.95 = 22.20 \text{ Ton.}$$

Veamos el cortante por carga de carril según especificaciones

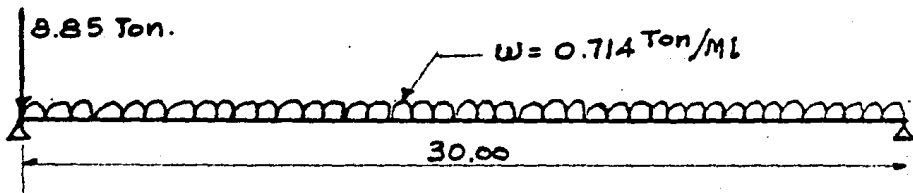


Figura 21

$$V'_{CV} = 8.85 + 0.714 \times 30 \times 0.5 = 19.55 \text{ Ton} < 22.20 \text{ Ton}$$

Tomando el cortante mayor que es el producido por la carga de camión aplicándole el coeficiente de impacto y factor de concentración

$$V_{CV+I} = 22.20 \times 1.38 = 30.64 \text{ Ton.}$$

Por lo tanto el cortante máximo en la sección será:

$$V_T = 30.64 + 64.05 = 94.69 \text{ Ton.}$$

### Revisión de la Sección

Cada nervadura trabaja como viga T y el ancho "b" - por especificación será el menor de los siguientes valores.

$$b = \frac{L}{4} = \frac{30}{4} = 7.50 \text{ m.}$$

$$b = \text{c.a.c. de nervs} = 5.40 \text{ m.}$$

$$b = 16t + b' = 16 \times 0.20 + 0.20 = 3.40 \text{ m.}$$

$$\therefore b = 3.40$$

La sección se revisará con los siguientes datos:

$$b' = 20 \text{ cm.}$$

$$b = 340 \text{ cm.}$$

$$t = 30 \text{ cm.}$$

$$d = 260 \text{ cm.}$$

$$h = 270 \text{ cm.}$$

$$n = 10$$

$$M = 705,000 \text{ Kg m}$$

$$V = 94,690 \text{ Kg}$$

$$A_s = 159.60$$

Cálculo de  $A_s$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{70,500,000}{2000 \times 0.889 \times 260} = 154 \text{ cm}^2$$

Usando varillas # 12 con  $A_s = 11.40 \text{ cm}^2$

$$\text{No.} = \frac{154}{11.40} = 14 \text{ varillas} \quad A_s = 159.60$$

Veamos cuantas varillas caben en un lecho

$$M = \frac{b'' + s - 2r}{\phi + s}$$

donde:

$b''$  = ancho de la sección = 44 cm.

$s$  = separación de varillas

$\phi$  = diámetro de varillas = 3.8 cm.

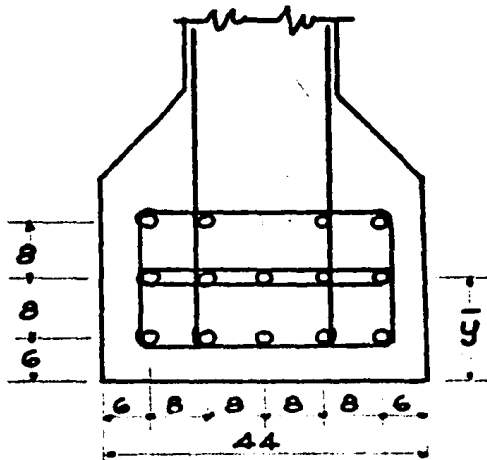
$r$  = recubrimiento a la cara de las varillas = 4.0cm

$M$  = número de varillas que caben en el ancho de la sección

$$s > \begin{cases} \phi = 3.8 \\ 2.5 \text{ cm.} \\ 1 \frac{1}{3} \text{ T.M.A.} = 1.33 \times 2.54 = 3.38 \end{cases}$$

$$\therefore M = \frac{44 + 3.8 - 8}{3.8 + 3.8} = \frac{39.8}{7.6} \doteq 5 \text{ varillas/lecho}$$

Encontramos ahora el centro de gravedad del área de acero.





$$f''_c = \frac{kd - t}{kd} f_c = \frac{57.10 - 20}{57.10} f_c = 0.65 f_c$$

$$z = \frac{t}{3} \times \frac{f_c + 2 f''_c}{f_c + f''_c} = \frac{20}{3} \times \frac{2.30}{1.65} = 9.3 \text{ cm.}$$

$$jd = d - z = 256.58 - 9.30 = 247.28 \text{ cm.}$$

Los esfuerzos de trabajo serán

$$f_s = \frac{M}{A_s jd} = \frac{70,500,00}{159.60 \times 247.28} = 1790 \text{ Kg/cm}^2 < 2000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = \frac{f_s}{h} \frac{kd}{d - kd} = \frac{1790}{10} \frac{57.1}{256.58 - 57.10} = 179 \times \frac{57.10}{139.48} = 51.20 < f_{c \text{ perm}}$$

o sea que la sección está trabajando bien por flexión.

Revisión por cortante.

$$v = \frac{V}{b'd} = \frac{94690}{20 \times 247.28} = \frac{94690}{4945.60} = 19.30 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_{\text{perm}} = 1.33 \sqrt{f'_c} = 1.33 \sqrt{250} = 21 \text{ Kg/cm}^2$$

∴ la nervadura pasa por cortante.

### Cálculo del perímetro necesario en el apoyo por adherencia

Se calcula la cantidad de varilla que deben llegar al apoyo para que no se presente la falla por adherencia y -- las que no son necesarias, se pueden doblar donde el diagrama de momentos lo permita.

$$\Sigma_o = \frac{V}{\mu j d}$$

Por especificación del reglamento ACI:

$$\text{Para barras superiores} \quad u = \frac{0.91 \sqrt{f'c}}{\phi_{in}}$$

$$\text{Para barras inferiores} \quad u = \frac{1.27 \sqrt{f'c}}{\phi_{in}}$$

$$u = \frac{1.27 \sqrt{250}}{1.5"} = 13.4$$

$$\Sigma_o = \frac{94690}{13.4 \times 2.47 \times 28} = 28.60 \text{ cm.}$$

El perímetro de una varilla de No. 12 es 11.4 cm. por lo que necesitamos

$$No = \frac{28.60}{12.00} = 2.38 \quad \therefore 3 \text{ varillas}$$

Según las especificaciones necesitamos correr un mínimo de  $\frac{4}{3} A_s$

$$\therefore \frac{1}{3} A_s = \frac{14}{3} = 4 \text{ varillas}$$

o sea que es necesario correr 4 barras hasta el apoyo quedando 10 varilla para doblar y absorber la tensión diagonal. Cálculo de la longitud de apoyo.

$$L_A = \frac{V}{0.25 f'c b'} = \frac{94690}{0.25 \times 250 \times 20} = 75.4 \text{ cm.}$$

Cálculo de la longitud de anclaje en lo apoyos

$$l_A = \frac{fsD}{16u} = \frac{2000 \times 3.81}{16 \times 13.4} = 35.60 \text{ cm}$$

Por especificación

$$l_A \geq 12\phi = 12 \times 3.81 = 45.72 \approx 46 \text{ cm} > 35.60$$

\(\therefore\) regirá  $l_A$  (apoyos) = 46 cm.

Cálculo de la fuerza cortante en el centro del claro.

Como en el centro del claro el cortante por carga muerta es nulo, se considera unicamente la carga viva e impacto.

1.- Debido a carga de camión.- Se calculará a partir de la línea de influencia del cortante en el centro del claro:

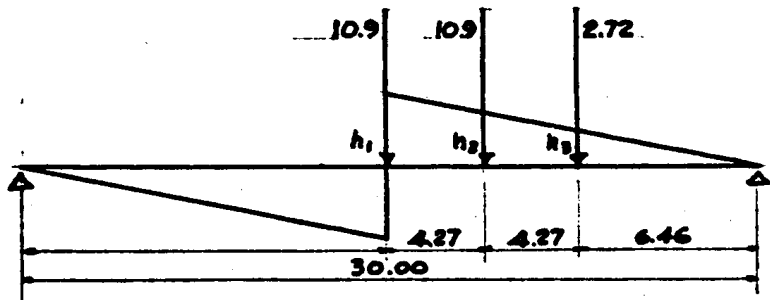


Figura 24

$$V_C = R_A = 10.9 h_1 + 10.9 h_2 + 2.72 h_3$$

$$h_1 = \frac{15 \times 1}{30} = 0.500$$

$$h_2 = \frac{10.73}{30} = 0.357$$

$$h_3 = \frac{6.46}{30} = 0.215$$

$$V_c = 10.9 \times 0.500 + 10.9 \times 0.357 + 2.72 \times 0.215 = 9.92 \text{ Ton.}$$

2.- Debido a carga de línea

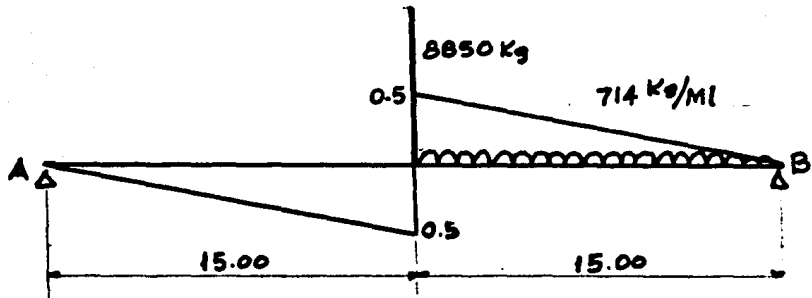


Figura 25

$$V_c = 8850 \times 0.5 + \frac{15 \times 0.5 \times 714}{2} = 4425 + 2675 = 7100 < 9920 \text{ Kg}$$

La fuerza cortante que rige es la de camión por lo que se afectará por su factor de concentración e impacto.

$$V_{CV+I} = 9.92 \times 1.38 = 13.65 \text{ Ton.}$$

Suponiendo una variación lineal, el diagrama de fuerza cortante

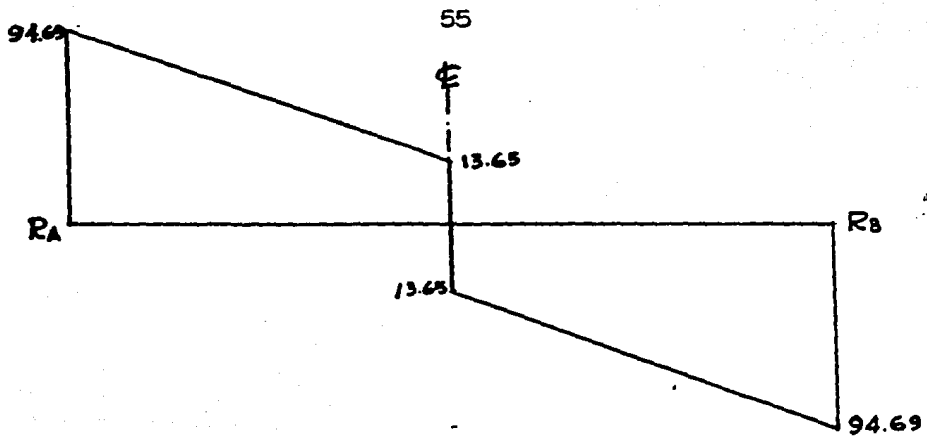


Figura 26

Si el esfuerzo cortante tiene una variación lineal del apoyo al centro del claro, tendremos el diagrama de esfuerzo cortante.

$$V_{*} = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{13650}{20 \times 260} = 2.63 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_A = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{94690}{20 \times 260} = 18.2 \text{ Kg/cm}^2$$

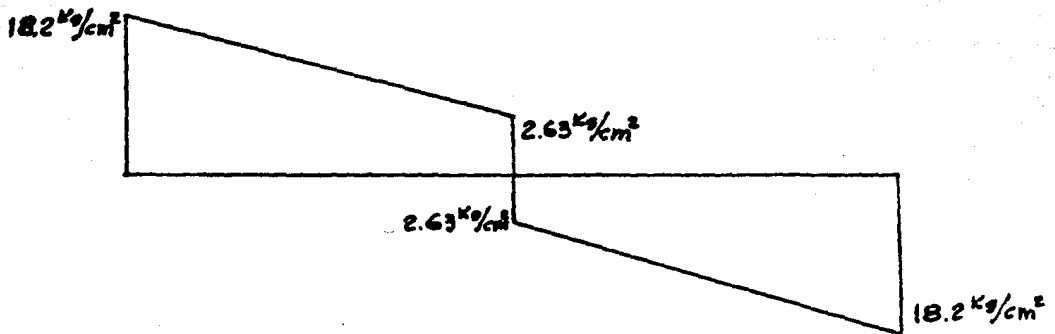


Figura 27

## Doblado de Varillas.-

Como la variación del momento flexionante es parabólica se encontrará la distancia a la cual es posible doblar las varilla que ya no son necesarias por momento flexionante - medidas a partir del centro del claro.

La distancia X se encuentra mediante la siguiente fórmula.

$$X = \frac{L}{2} \sqrt{\frac{As_L}{As_T}}$$

en donde:

- X = distancia desde el centro del claro
- As<sub>L</sub> = área de acero doblado
- As<sub>T</sub> = área de acero total
- L = longitud del claro

Se había visto que se correrán 4 barras y se doblarán 10 haciendolo por parejas en el siguiente orden para que tomen la tensión diagonal del alma doblandolas a un ángulo de 45°

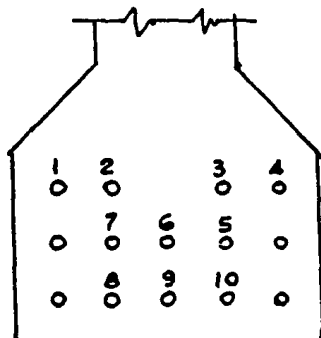


Figura 28

$$X = \frac{3000}{2 \sqrt{159.60}} \sqrt{A_{sL}}$$

$$X = 119 \sqrt{A_{sL}}$$

BARRAS DOBLADAS	$A_{sL}$	X
1 y 2	22.80	5.65
3 y 4	45.60	8.00
5 y 6	68.40	9.85
7 y 8	91.20	11.30
9 y 10	114.00	12.70

Seguindo las recomendaciones AASHO nos dicen que -  
la separación máxima entre barras dobladas

$$S = 1.5 jd = 247.28 \times 1.5 = 371. \text{ cm en el } \text{€}$$

$$S = jd = 247.28 \text{ en los cuartos del claro.}$$

De la cara exterior del apoyo a la primera barra do-  
blada medida sobre el semiperalte de la trabe

$$S = \frac{3}{8} jd = \frac{3}{8} \times 247.28 = 92.5 \text{ cm.}$$

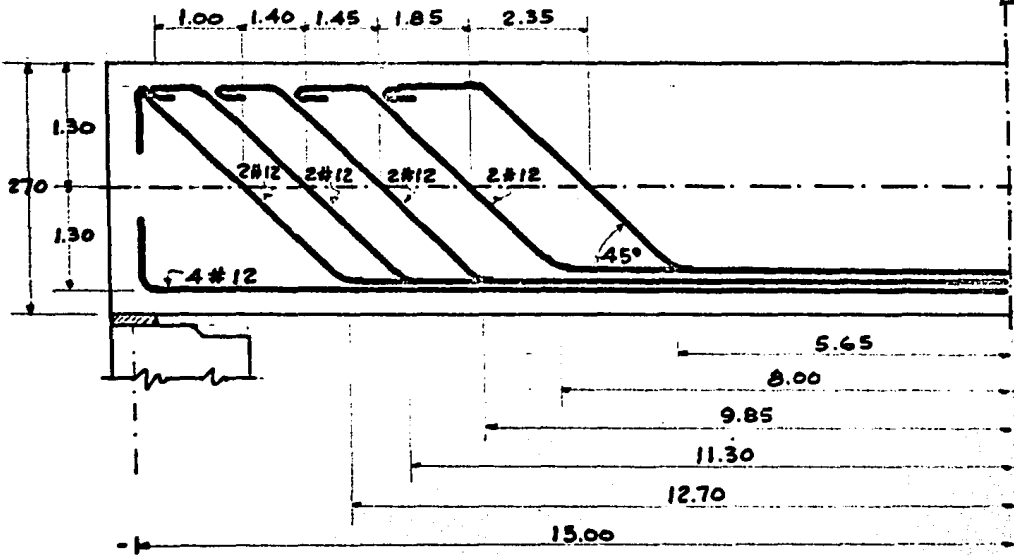


Figura 29

Fuerza cortante que toman las barras dobladas'

$$V' = \frac{Asfv_j d \sqrt{2}}{S}$$

$$V' = 2000 \times 247.28 \sqrt{2} \frac{As}{S}$$

$$V' = 700,000 \frac{As}{S}$$

S = distancia de la zona de influencia de las varillas dobladas

As = Area de acero

BARRAS DOBLADAS	As(cm <sup>2</sup> )	S(cm)	As/s	V'
1 y 2	22.80	235	0.097	68000
3 y 4	22.80	210	0.109	76100
5 y 6	22.80	165	0.138	96500
7 y 8	22.80	142	0.161	99500
9 y 10	22.80	116	0.197	138000

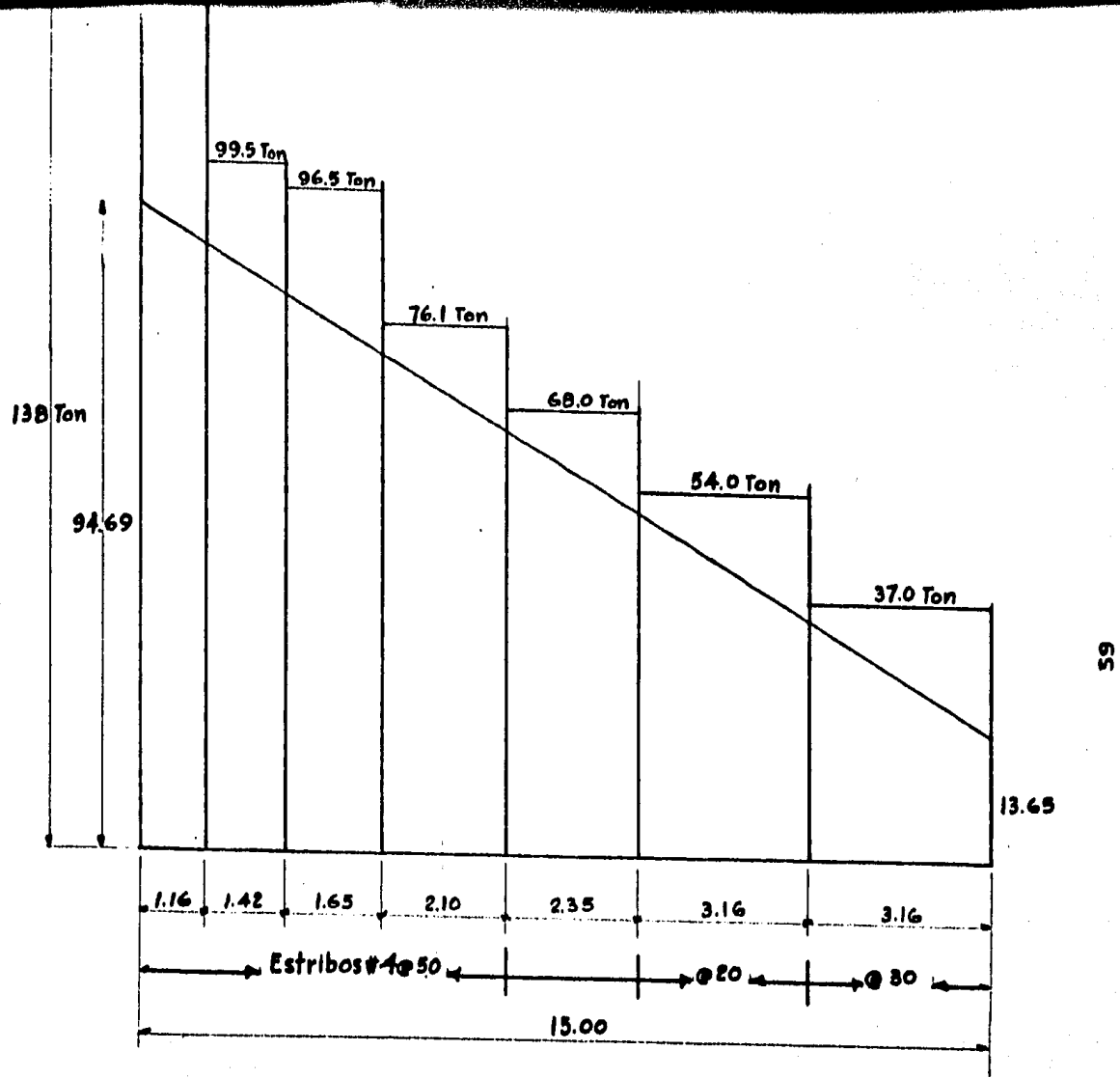


Figura 30

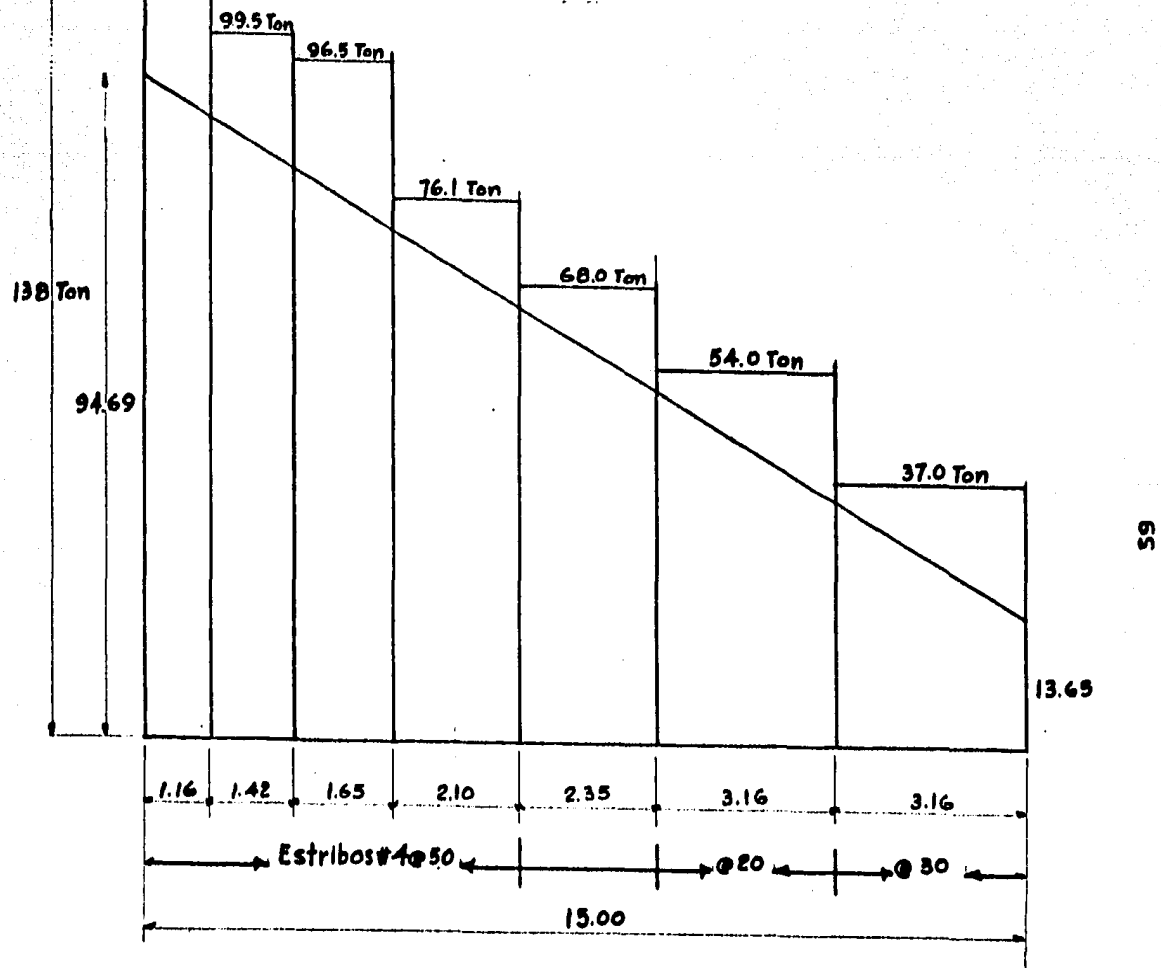


Figura 30

Por especificación debe tomarse con estribos cuando menos la cuarta parte de la fuerza cortante máxima.

$$V_{est} = \frac{V_{max}}{4} = \frac{94690}{4} = 23600 \text{ Kg}$$

Usando varilla del # 4 de dos ramas en donde trabajan a la tensión diagonal las barras dobladas

$$S = \frac{Asfv_{jd}}{V_c} = \frac{2.54 \times 2000 \times 0.889 \times 260}{23600} = 496 = 50 \text{ cm.}$$

y a partir de la parte donde no existen barras dobladas.

$$S = \frac{2.54 \times 2000 \times 0.889 \times 260}{54000} = 21.7 \hat{=} 20 \text{ cm}$$

$$S = \frac{2.54 \times 2000 \times 0.889 \times 260}{37000} = 31.6 \hat{=} 30 \text{ cm}$$

Refuerzo en las caras de la nervadura.

Para evitar grietas debido al fraguado y a cambios de temperatura y debido al pequeño espesor y gran peralte de la nervadura ésta se reforzará longitudinalmente al alma en ambas caras en la forma siguiente

$$A_{sT} = 0.0015 \text{ bd}$$

$$A_{sT} = 0.0015 \times 20 \times 260 = 7.80 \text{ cm}^2$$

el espaciamiento entre varillas no será mayor de 60 cm.

### DISEÑO DE LOS DIAGRAMAS.-

El diafragma es una pieza transversal situada debajo de la losa, que evita el efecto de la reducción del ancho de distribución cuando la rueda llega al borde de la losa y aumenta la resistencia a la torsión entre las nervaduras.

Los diafragmas extremos evitan la reducción del ancho de distribución y los intermedios aumentan la resistencia a la torsión colocandolos transversalmente a las dos nervaduras.

Al aplicar una carga concentrada a una nervadura — que es rígida a la torsión pero flexible a las cargas verticales, si no existen diafragmas transversales, la losa de la — calzada se deforma y no hay distribución de la carga entre — las nervaduras.

### DIAFRAGMAS INTERMEDIOS.-

Cálculo del momento máximo.— Tomando en cuenta las especificaciones AASHO que dicen que un camión no puede invadir la banda de tránsito del otro cuyo límite es el eje longitudinal de la calzada

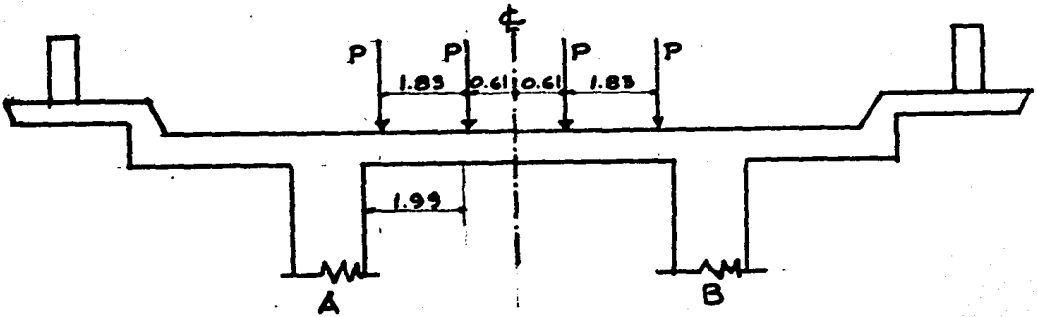


Figura 31

$$M_{cv} = 5440 (2 \times 1.99 - 1.83) = 5440 \times 2.15 = 11,700 \text{ Kg-m}$$

$$I = \frac{15.24}{L + 38.10} = \frac{15.24}{5.20 + 38.10} = 0.352 > 30\%$$

$$\therefore I = 30\%$$

$$M_{CV+I} = 11,700 \times 1.3 = 15,200 \text{ Kg-m}$$

Cálculo de la fuerza cortante máxima:

La fuerza cortante máxima se produce cuando la posición de la carga es más desfavorable y ésta ocurre en uno de los apoyos cuando una rueda se encuentra infinitamente cercana al apoyo en cuestión.

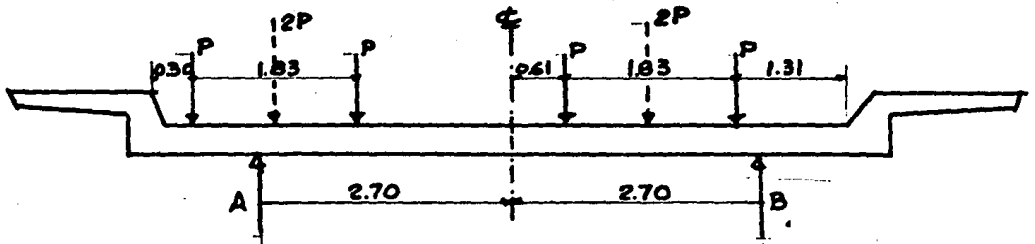


Figura 32

Tomando momentos con respecto a B tenemos:

$$\sum M_B = 5.235 \times 2P + 1.175 \times 2P - R_A \times 5.40 = 0$$

$$10.47 P + 2.35 P = R_A \times 5.40$$

$$R_A = \frac{12.82 \times 5.44}{5.40} = 12.95$$

Por lo que la fuerza cortante por carga viva será:

$$V_{CV} = 12950 - 5440 = 7510 \text{ Kg}$$

$$I = 30\%$$

$$V_{CV+I} = 7510 \times 1.30 = 9763 \text{ Kg}$$

Cálculo del momento y fuerza cortante debido a la carga permanente.

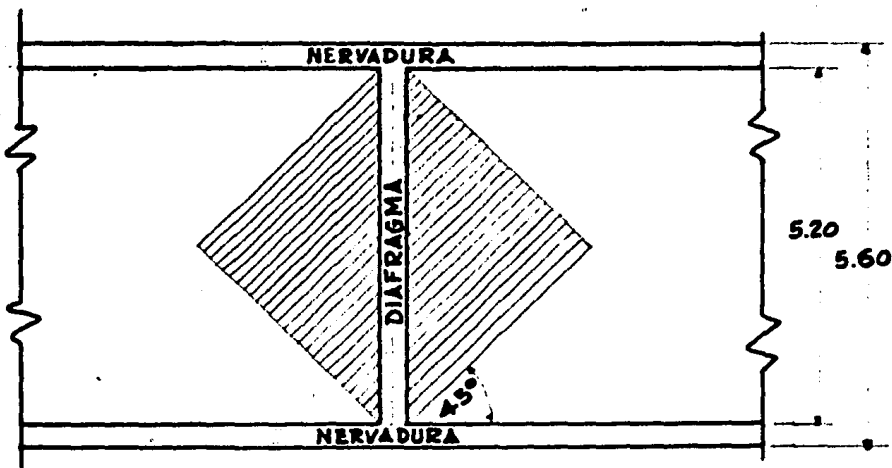


Figura 33

El triángulo asciurado es la porción de losa soportada por el diafragma

Supongamos las siguientes dimensiones para el diafragma

$$\text{Peralte} = 2.15$$

$$\text{Ancho} = 0.20$$

$$\text{peso losa} = W = \frac{5.20 \times 2.60}{2} \times 2 \times 0.20 \times 2400 = 6500 \text{ Kg}$$

$$\text{peso propio} = W_1 = 2.15 \times 0.20 \times 2400 \times 5.20 = 5380 \text{ Kg}$$

$$M_{CP} = \frac{Wl}{6} + \frac{W_1l}{8}$$

$$M_{CP} = \frac{6500 \times 5.20}{6} + \frac{5380 \times 5.20}{8}$$

$$M_{CP} = 9100 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$V_{CP} = 0.5 (W + W_1) = 0.5 (6500 + 5380) = 5940 \text{ Kg}$$

Entonces los momentos flexionantes y cortantes son:

$$M_{CM+I} = 15,200$$

$$V_{CM+I} = 9,763 \text{ Kg}$$

$$M_{CP} = \underline{9,100}$$

$$V_{CP} = \underline{5,940 \text{ Kg}}$$

$$M_T = 24,300 \text{ Kg-m}$$

$$V_T = 15,703 \text{ Kg}$$

$$d = 2.10$$

$$j = 0.915$$

revisando la sección por cortante

$$v = \frac{V}{bjd} = \frac{15,703}{20 \times 0.915 \times 210} = 4.1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{perm} = 0.03 f'c = 0.03 \times 250 = 7.5 \text{ Kg/cm}^2$$

°. está correcto.

$$A_s = \frac{2430000}{2000 \times 0.915 \times 210} = 6.31 \text{ cm}^2$$

Se usarán 4 VS del # 5 cuya área es mayor  $A_s = 7.92$

Acero por temperatura en las caras de los diafragmas.-

Se colocará acero por temperatura con el objeto de evitar grietas debidas al fraguado y cambios de temperatura, reforzandose los dos lados del diafragma con varillas horizontales.

Se deberá tener una área de 2.63 cm<sup>2</sup> por cada metro de altura como mínimo (Especific. AASHTO).

$$A_{sf} = 2.10 \times 2.60 = 5.46 \text{ cm}^2$$

5 varillas del Núm. 4  $A_s = 6.21 \text{ cm}^2$

Se colocarán en cada lado del diafragma alternándose a cada 60 cm.

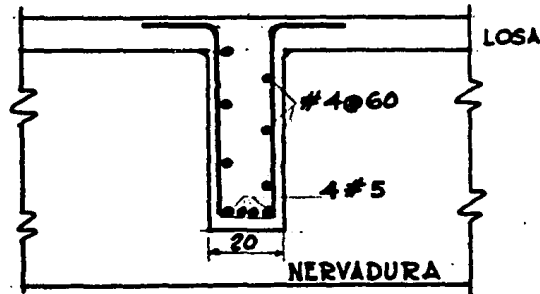


Figura 34

#### DIAFRAGMAS EXTREMOS.-

Los diafragmas extremos se prolongan hacia afuera - de las nervaduras y se calculan para resistir una fuerza cortante y un momento flexionante en el empotramiento producidos por la carga de la rueda y el peso propio.

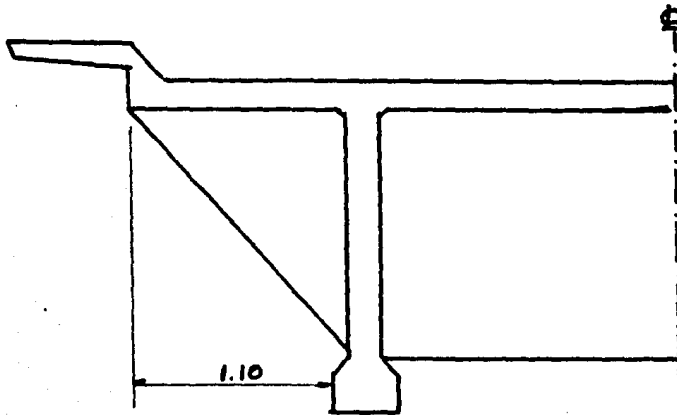


Figura 35

Momento flexionante por carga muerta

$$M_{CM} = \frac{1.10 \times 2.15}{2} \times 0.20 \times 2400 \times \frac{1.10}{3} + 0.20 \times 1.10 \times 0.20 \times 0.65 \times 2400$$

$$M_{CM} = 207 + 68.6 = 275.6 \text{ Kg} - \text{m}$$

Cortante por carga muerta

$$V_{CM} = 1.10 \times 2.15 \times 0.50 \times 0.20 \times 2400 + 0.20 \times 1.10 \times 0.20 \times 2400$$

$$V_{CM} = 568 + 106 = 674 \text{ Kg}$$

Momento por carga viva

$$M_{CV} = 5440 \times 0.65 = 3530 \text{ Kg-m}$$

Impacto = 30%

$$M_{CV+I} = 3530 \times 1.3 = 4600 \text{ Kg} - \text{m}$$

Cortante por carga viva.

$$V_{CV} = 5440 \text{ Kg}$$

$$V_{CV+I} = 5440 \times 1.3 = 7072 \text{ Kg}$$

Momento flexionante y cortante totales

$$M_T = 275.6 + 4600 = 4875.6 \text{ Kg-m}$$

$$V_T = 674 + 7072 = 7746 \text{ Kg}$$

Cálculo del Peralte y área de acero

$$d = \sqrt{\frac{487560}{14.8 \times 20}} = \sqrt{1605} = 40.5 \text{ cm.}$$

$$d_{sup} < d_{calc.}$$

Por lo tanto la sección es aperaltada y para el cálculo del área de acero se usará la fórmula

$$K^3 - 3K^2 - \frac{6Mn}{f_s b d^2} K + \frac{6Mn}{f_s b d^2} = 0$$

$$\frac{6Mn}{f_s b d^2} = \frac{6 \times 487560 \times 10}{2000 \times 20 \times 210^2} = 0.153$$

$$K^3 - 3K^2 - 0.153K + 0.153 = 0$$

Resolviendo la ecuación por tanteos vemos que para  $K = 0.21$  se cumple la ecuación.

$$K = 0.21$$

$$j = 1 - \frac{K}{3} = 1 - \frac{0.21}{3}$$

$$j = 0.93$$

$$A_s = \frac{487560}{2000 \times 0.93 \times 210} = 1.25 \text{ cm}^2$$

$$2 V_s \text{ } 3/8'' \quad A_s = 1.42 \text{ cm}^2$$

REVISION POR CORTANTE.

$$v = \frac{V}{bjd} = \frac{7746}{20 \times 0.93 \times 210} = 1.99 \text{ Kg/cm}^2 < 75 \text{ Kg/cm}^2$$

∴ está bien

El refuerzo por temperatura en las caras de la mensula será con estribos U del # 4

$$S = \frac{2 \times 1.27 \times 2000 \times 0.93 \times 210}{7746} = 128 \text{ cm.}$$

$$S_{\max} = \frac{d}{2} = \frac{2.10}{2} = 1.05 \text{ m}$$

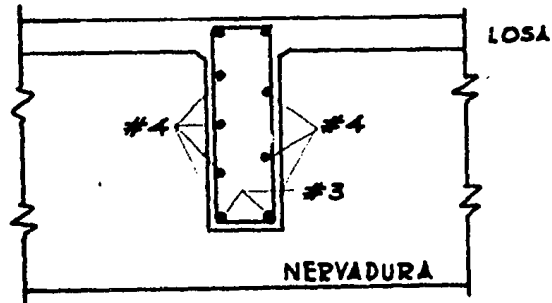


Figura 36

## Anclajes del refuerzo

Longitud necesaria de anclaje por adherencia.

$$L = \frac{f_s d}{4 u}$$

$$u = 0.10 f'_c = 0.10 \times 250 = 25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$L = \frac{2000 d}{4 \times 25} = 20 d$$

Con un factor de seguridad del 33%

$$L = 1.33 \times 20 d = 26.6 d$$

Para los diferentes diámetros usados en la superestructura las longitudes serán:

DIAMETRO	LONGITUD
3/8	25.2 cm.
1/2	34.0 cm.
5/8	42.4 cm.
3/4	50.5 cm.
1"	67.5 cm.
1 1/8	76.0 cm.

## CAPITULO IV

CALCULO DE LOS APOYOS

Los apoyos son los elementos que permiten transmitir las cargas de la superestructura a la subestructura en forma tal que no se produzcan efectos no tomados en consideración al calcular una y otra.

Los apoyos serán de dos tipos; Fijo y móvil, usándose en ambos casos el neopreno, el cual es un hule sintético que tiene grandes ventajas respecto a los apoyos comunes hechos de placas metálicas, rodillos y mecedoras que hasta hace poco tiempo venían usándose como apoyos para traveses de puentes.

Las ventajas del neopreno que se refiere anteriormente son las siguientes:

1.- La total ausencia de fricción inicial transmitida por otro tipo de apoyos a las pilas.

2.- Carencia de mantenimiento ya que no se lubrican ni se limpian.

3.- Facilidad en su colocación.

4.- Sumamente resistentes al intemperismo.

Para el cálculo de los apoyos de neopreno seguiremos las recomendaciones fijadas en el reporte y gráficas publicadas en "The Civil Engineering".

Las cargas a que estarán trabajando los apoyos serán:

a).- Carga Muerta.

Calculando el volúmen de concreto de la superestructura:

tura:

Losa: $0.20 \times 7.50 \times 30.00$	=	45.00
Guarniciones: $0.15 \times 0.45 \times 30.00 \times 2$	=	4.05
Banqueta: $0.65 \times 0.15 \times 30.00 \times 2$	=	5.85
Diafragmas: $0.20 \times 5.20 \times 2.15 \times 5$	=	11.20
Diafragmas: $0.20 \times 1.10 \times 2.15 \times 2$	=	0.95
Nervadura: $\left[ (0.20 \times 2.10) + (0.10 \times 0.10) \right] 30.00 \times 2$	=	25.90
Bulbo: $\left[ (0.20 \times 0.44) + (0.15 \times 0.12) \right] 30.00 \times 2$	=	<u>7.80</u>
Volúmen de Concreto	=	100.75m <sup>3</sup>
Peso de la superestructura $100.75 \times 2.4$	=	241.80ton.
Peso del parapeto $8.40 \times 2.40$	=	20.02 "
Peso del asfalto $7.50 \times 0.03 \times 30.00 \times 2,000$	=	<u>13.50 "</u>
		275.32ton.

Reacción por carga muerta y por apoyo

$$R_{CM} = \frac{275.32}{4} = 69.3 \text{ ton.}$$

b).- Carga Viva.

Reacción por carga viva factor de concentración.

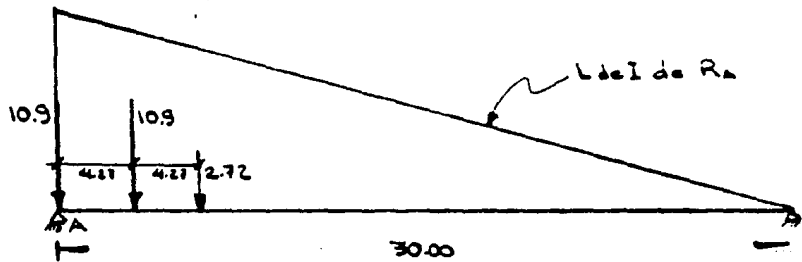


Figura 37

$$R_A = 10.9 + 10.90 \times \frac{25.73}{30.00} + \frac{21.46}{30.00} \times 2.72 =$$

$$R_A = 21.99$$

Reacción por carga equivalente.

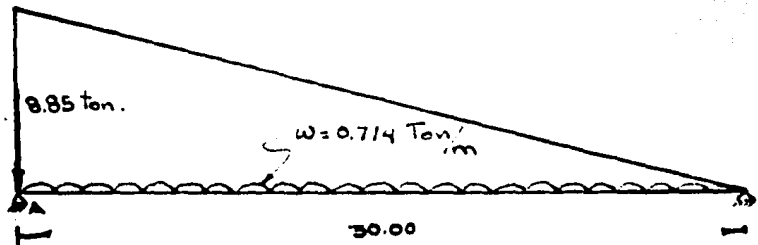


Figura 38

$$R_A = 8.85 + 0.5 \times 30.00 \times 1.00 \times 0.714 = 19.55 < 21.99 \text{ ton.}$$

Tomamos.

$$R_A = 21.99 \text{ ton.}$$

$$R_{CV+C+I} = 21.99 \times 1.38 = 30.20 \text{ ton.}$$

c).- Reacción total en cada apoyo

$$R_T = 99.50 \text{ ton.}$$

Diseño del Apoyo Movil.

Suponiendo una placa de 0.35 x 0.44 la compresión -  
resultante en el neopreno es de:

$$C = \frac{99500}{44 \times 35} = 64.5 \text{ Kg/cm}^2$$

Como el esfuerzo de compresión del neopreno es de -  
70 Kg/cm<sup>2</sup> esta correcto el diseño.

1.- Deformación Total.

La deformación total estará dada por la dilatación-  
producida por temperatura más la dilatación por esfuerzo.

$$\Delta = 0.000011 t^\circ L + \frac{fsL}{E}$$

Suponiendo una variación térmica de 30° C

$$\Delta = 0.000011 \times 30 \times 3000 + \frac{2000 \times 3000}{2100000}$$

$$\Delta = 0.99 + 3.00 = 3.99$$

2.- Espesor del neopreno.

El espesor mínimo recomendado es 2 veces el movi- -  
miento previsto de la superestructura.

$$e = 2 \Delta; e = 2 \times 3.99 = 7.98$$

Se pondrán 3 placas de neopreno de 2.86 cm. de espesor ( 1 1/8" ) separados por 2 placas de acero de 0.16 cm. - ( 1/16" ).

### 3.- Factor de Forma.

Se define como la relación del área de una superficie cargada al área de las superficies no cargadas que son libres de deformarse lateralmente y se toma en cuenta ya que en el hule la relación esfuerzo deformación si depende de la forma de la pieza cuando el esfuerzo es de compresión, no así cuando es de tensión ó es de esfuerzo cortante.

$$\text{Factor de Forma} = \frac{\text{longitud} \times \text{ancho}}{2 (\text{long.} + \text{ancho}) \text{ espesor}}$$

$$F_F = \frac{44 \times 35}{2(44+35) 2.86}$$

De acuerdo con las gráficas esfuerzo deformación — publicadas en "The Civil Engineering", vemos que con cualquiera de las durezas comerciales obtenemos deformaciones inferiores al 15% del espesor en vista de lo cual adoptamos la dureza Shg re número 70.

### 4.- Fricción en el apoyo móvil.

La deformación máxima estimada para la superestruc-

tura es de 3.99 cm. (1.57") y la fuerza que se necesita para producirla está dada por la fórmula

$$F_H = \frac{E_v A \Delta}{T}$$

en donde:

$E_v$  = módulo del cortante = 215 lb/in<sup>2</sup> para dureza Shore-70

$A$  = -área del cojinete = 13.8" x 17.3" = 23.8 in<sup>2</sup>

$T$  = espesor del cojinete (solo el neopreno) =  
3 x 1.125 = 3.375"

$$F_H = \frac{215 \times 23.8 \times 1.57}{3.375} = 23700 \text{ lb}$$

$$F_H = 10750 \text{ Kg}$$

5.- Deslizamiento que puede soportar el apoyo:

La deformación longitudinal que puede absorber el apoyo sin deslizar está dada por la siguiente expresión.

$$\Delta_{perm} = \frac{\text{Reacción C.M.} \times \text{espesor apoyo} \times \text{coef. de temp.}}{5 \times \text{long. del apoyoxancho del apoyoxmódulo de cortante}}$$

$$\Delta_{perm} = \frac{15400 \times 3.375 \times 1.9}{5 \times 13.8 \times 17.3 \times 215} = 3.85 \text{ in.}$$

$$\Delta_{perm} = 9.8 \text{ cm. } \gg 3.99$$

El apoyo móvil está constituido por 3 placas de neo

preno de dureza Shore 70 cuyas medidas son 35 x 44 cm. de base y 2.86 cm. de espesor separadas por dos placas de acero, — siendo sus medidas, 35 x 44 cm. de base y 0.16 cm. de espesor

#### Diseño del Apoyo Fijo.

El apoyo fijo se diseñará para resistir las fuerzas horizontales producidas por el frenaje y la fricción en el apoyo móvil.

Se supondrá una placa de neopreno dureza Shore 70 — siendo sus medidas 35 x 44 cm. de base y 2.86 cm. de espesor.

#### 1.- Frenaje.

La fuerza debida al frenaje valdrá el 5% de la carga viva en cada banda de circulación de la carga de línea.

$$\text{Frenaje} = 0.05 (w_l + p)$$

$$Fr = 0.05(0.714 \times 30.00 + 6.123) = 1.38 \text{ ton.}$$

$$Fr = 1.38 \text{ ton.}$$

#### 2.- Fricción en el apoyo móvil.

$$F_H = 10750 \text{ Kg.}$$

#### 3.- Fuerza Horizontal Total.

$$F = F_R + F_H = 1380 + 10750 = 12.13 \text{ ton.}$$

4.- La fricción máxima que puede desarrollar el apoyo fijo es de:

$$F_m = 0.2 \times 99.50 = 19.90 \text{ ton.}$$

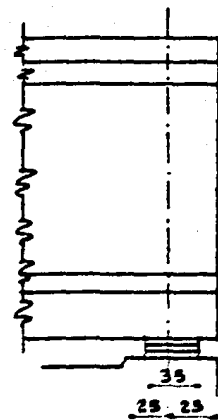
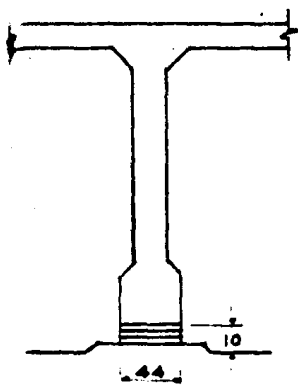
19.99 > 12.13 .°. bién

5.- Por carga muerta únicamente.

$$F_{CM} = 0.2 \times 69.3 = 13.9$$

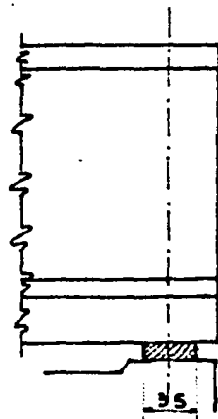
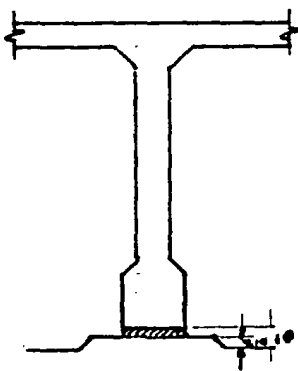
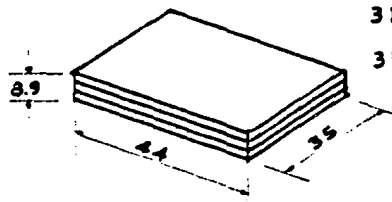
13.90 > 10.75 .°. bién

Vemos que el apoyo de neopreno no se desliza y por lo tanto acepta el apoyo de neopreno de dureza Shore 70 y cuyas medidas son 35 x 44 cm. de base y de 2.86 cm. de espesor



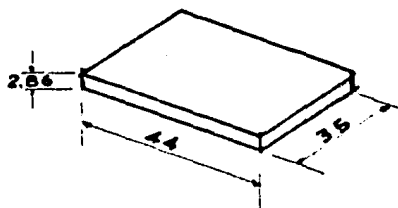
APOYO MOVIL

3 Pls. NEOPRENO DE 35x44x2.25  
DUREZA SHORE 70  
3 Pls. DE ACERO DE 35x44x0.16



APOYO FIJO

Pl. NEOPRENO DE 35x44x2.86  
DUREZA SHORE 70



## CAPITULO V

CALCULO DE LA SUBESTRUCTURA

## 1.- Proyecto y Cálculo de los Estribos.

Los estribos son estructuras que tienen por objeto transmitir al terreno las cargas que reciben de los tramos — extremos de un puente, así como el empuje del terraplen de — acceso.

Además de transmitir al terreno las cargas que reciben de la superestructura y el empuje de los terraplenes de — acceso, es común que los estribos sirvan para evitar que es—tos terraplenes derramen más allá de ciertos límites. Estos estribos tienen aleros ó bien muros laterales de contención.

## Descripción.-

Los estribos serán de mampostería de 3a. clase con mortero de cemento 1:5 y las coronas de concreto reforzado — de  $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$  y serán proyectadas para soportar una losa nervurada de 30.00 m. de claro y 7.50 m. de ancho de calzada.

## Localización.-

Estribo No. 1

Estación Km. 20+955

Estribo No. 2

Estación Km. 21+015

## Tránsito.-

Carga H 15 -S-12 en 2 bandas de circulación.

## Esviajamiento.-

El puente es normal a la dirección de la corriente.

De acuerdo al estudio de mecánica de suelos la cimentación se hará por superficie desplantandose a una profundidad de 4.00 m. con respecto al terreno natural en la cual no se presentarán problemas por asentamientos ni por inestabilidad de los terraplenes de acceso.

## Elevaciones.-

Elevación NAME	1485.60
Espesor superestructura	2.70
Apoyos	0.10
Carpeta asfáltica + bombeo	0.09
Sobreelevación	0.10
Espacio Libre vertical	<u>1.50</u>
Elevación de la rasante =	1490.09
Elevación de desplante	<u>1480.49</u>
Altura del estribo =	9.60

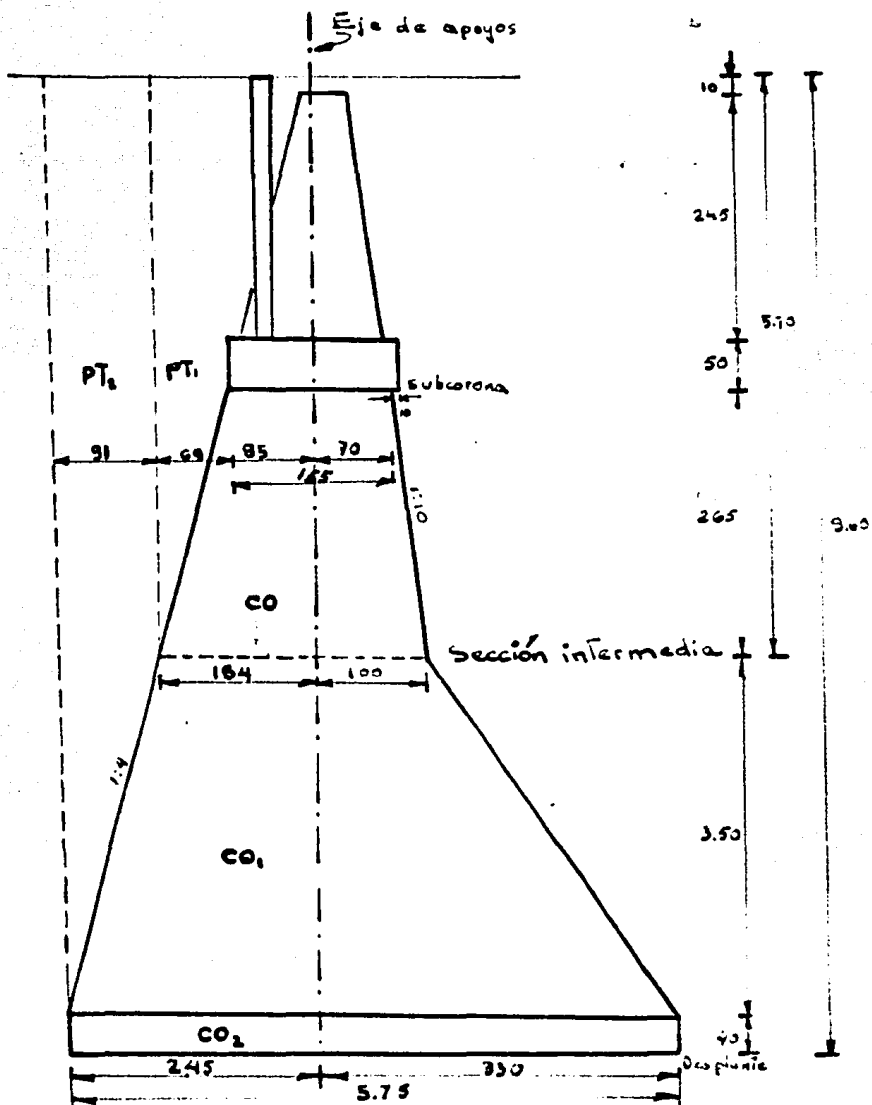


Figura No. 41

**Esfuerzos permisibles y coeficientes de seguridad.**

**Mampostería:**

Compresión	9.0 Kg/cm <sup>2</sup>
Tensión	0.8 Kg/cm <sup>2</sup> .
Cortante	2.0 Kg/cm <sup>2</sup>

**Terreno.-**

Compresión	3 Kg/cm <sup>2</sup>
Tensión	0
Coeficiente de fricción	0.7
Coeficiente de seguridad al volteamiento y deslizamiento	2.0

**Cargas.-**

De cálculos anteriores tenemos.

$$\text{Carga Permanente } \frac{275.32}{2} = 138.60$$

$$\text{Carga Viva } 21.99 \times 2 = 43.98$$

**Impacto.-** Se considera solo en la corona y subcorona.

$$I = \frac{15.24}{L+38.10} = \frac{15.24}{30.00+38.10} = 0.224$$

$$I = 0.224 \times 43.98 = 9.81 \text{ ton.}$$

**Fricción por carga permanente**

$$FR_{CM} = 0.05 CM = 0.05 \times 138.60 = 6.94 \text{ ton.}$$

Frenaje.- Se tomarán en cuenta el efecto de una - - fuerza longitudinal del 5% de la CV concentrada para momento-correspondiente a una carga de 6.123 Kg. concentrada y una - - carga de 714 Kg/m por banda de circulación y para dos bandas-sin impacto.

$$Fr = 0.05 (6.123 + 0.714 \times 30.00) \times 2 \quad Fr = 2.76$$

Aplicada a 1.22 m. (4 pies) sobre la rasante, la toma - - el apoyo fijo.

Viento tangencial a la superestructura

$$\text{Area expuesta} = 30 \times (2.70 + 0.76) = 103.80 \text{ m}^2$$

Para la condición de cargas del grupo II de AASHO

$$VTS_{II} = 103.80 \times 0.059 \quad VTS_{II} = 6.11 \text{ ton.}$$

Para el grupo III

$$VTS_{III} = 0.30 VTS_{II} = 0.30 \times 6.11 \quad VTS_{III} = 1.83 \text{ ton.}$$

Aplicadas en la corona, despreciando el par de transporte

Viento tangencial sobre la carga viva (Grupo III)

$$VT_{CVIII} = 0.060 \times 30.00 \quad VT_{CV III} = 1.8 \text{ ton.}$$

Empuje de tierras.-

$$\text{Sin sobre carga (ton./m)} \quad = \quad E_t = 0.195 h^2$$

$$\text{aplicada a } Y = \frac{h}{3}$$

con sobrecarga (ton/m)  $= E_t = 0.195 h(h+2h^1)$

aplicada a

$$Y = \frac{h^2 + 3hh^1}{3(h+2h^1)}$$

Longitud distribución aproximada.

$L = \text{long. de la subcorona} + 2 \text{ vuelo} \times \tan 15^\circ$

$\text{Vuelo} = 3.30 - 0.70 = 2.60 \text{ m.}$

$L = 8.12 + 2 \times 2.60 \times 0.268 = 9.51 \text{ m.}$

En la sección de quiebre

$V = 1.00 - 0.70 = 0.30$

$L = 8.12 + 2 \times 0.30 \times 0.268 = 8.28 \text{ m.}$

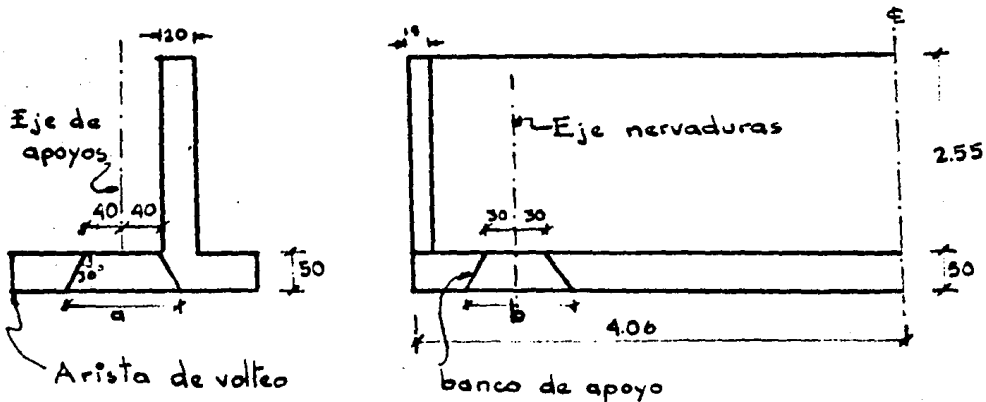


Figura 42

Ancho de calzada = 7.50 m.

Longitud de la subcorona = 8.12

Distancia entre nervaduras = 5.20

Dimensiones de la placa de apoyo =  $0.35 \times 0.44 = 0.15 \text{ m}^2$

Se considera la ley de transmisión de carga a  $30^\circ$  -  
respecto a la vertical.

Area efectiva de la subcorona = 2 ab

$$a = 80 + 2 \times 50 \tan 30^\circ = 80 + 56 = 1.38 \text{ m.}$$

$$b = 60 + 2 \times 50 \tan 30 = 60 + 58 = 1.18 \text{ m.}$$

$$A_{ef} = 2 \times 1.38 \times 1.18 = 3.26 \text{ m}^2$$

Arista de volteo = 0.70 m. del eje de apoyos

### Revisión de la Subcorona

Cargas que provocan esfuerzos en la subcorona.

1.- Peso de la corona y diafragma

$$CA = 1.55 \times 8.12 \times 0.50 \times 2.4 = 15.1 \text{ ton.}$$

$$DA = 8.12 \times 2.55 \times 0.20 \times 2.4 = 9.95 \text{ ton.}$$

Empuje de tierras sin sobrecarga.

$$E_t = 0.195 \times (2.95)^2 \times 1.18 \times 2 = 4.0 \text{ ton.}$$

$$\text{brazo } Y = \frac{h}{3} = \frac{2.95}{3} = 0.98 \text{ m.}$$

Grupo I AASHO

Combinación de cargas CM + CV + I + ET + P.P

Carga (ton)	Brazo (m)	Momento a la arista de volteo (ton-m)
CM = 138.60	0.70	97.10
CV = 43.98	0.70	30.60
I = 9.81	0.70	6.89
CA = 15.10	0.775	11.70
DA = 9.95	1.20	11.95
<u>217.44</u>		<u>158.24</u>

Fuerzas Deslizantes	Brazo (m)	Momento Volteante
$E_t = 4.00$	0.98	3.92 T-m

Esfuerzos en la subcorona.

$$e = 0.70 - \frac{158.24 + 3.92}{217.44} = 0.70 - 0.71 \approx 0$$

$$f = \frac{217.44}{3.26} = 66.6 \text{ ton/m}^2 < 90 \text{ ton/m}^2$$

Volteamiento y deslizamiento

$$C_y = \frac{\sum M_v}{\sum M_H} = \frac{158.24}{3.92} > 2$$

$$C_d = \frac{\mu \sum V}{\sum H} = \frac{0.7 \times 217.44}{3.92} > 2$$

.. Se puede concluir que es correcta la corona

#### REVISION DE LA SECCION INTERMEDIA

Esta sección se encuentra a 2.65 debajo de la sub-corona.

Características de la sección

Ancho = 2.54 m.

Semiancho = 1.27 m.

Longitud de distribución = 8.28 m.

Area =  $2.54 \times 8.28 = 21.03 \text{ m}^2$

Cargas que obran sobre la sección y brazos a la arista de volteo:

a).- Carga permanente

DM = 138.60

X = 1.00

b).- Carga viva

CV = 43.98

X = 1.00

c).- Peso de la corona

CA = 15.10

X = 1.075

d).- Peso del diafragma

DA = 9.95

X = 1.50

e).- Peso del cuerpo

$$CO = (1.55 + 2.54) \frac{2.65}{2} \times 8.12 \times 22$$

$$CO = 97 \text{ ton.}$$

$$x = \frac{0.5 \times 0.30 \times 2.65 \times 0.20 + 1.55 \times 2.65 \times 1.075 + 0.69 \times 2.65 \times 0.5 \times 2.08}{0.5 \times 1.55 \times 2.54 \times 2.65} = 1.23$$

$$x = 1.23$$

f).- Peso de la Tierra

$$PT = 0.5 (2.55 + 5.70) 0.94 \times 8.12 \times 1.6$$

$$PT = 50.4 \text{ ton.}$$

$$X = 1.60 + \frac{0.94}{3} \frac{2 \times 5.70 + 2.55}{5.70 + 2.55}$$

$$X = 1.60 + 0.43 = 2.03 \text{ m.}$$

### Fuerzas Horizontales.

a).- Frenaje

$$fr = 2.76$$

$$Y = 2.65 + 0.50 = 3.15 \text{ m.}$$

b).- Fricción por carga permanente

$$FR_{CM} = 6.94 \text{ ton.}$$

$$Y = 3.15$$

c).- Viento tangencial al puente

Sobre la superestructura

$$VTS_{II} = 6.11 \text{ ton.}$$

$$Y = 3.15$$

$$VTS_{III} = 1.83 \text{ ton.} \quad Y = 3.15$$

Sobre carga viva

$$VTS_{III} = 1.80 \quad Y = 3.15$$

d).- Empuje de Tierra

$$\text{Sobre carga } h^1 = 0.60$$

$$E_t = 0.195 h (h + 2h^1)$$

$$E_t = 0.195 \times 5.70 (5.70 + 1.20) 8.12 = 62.4 \text{ ton.}$$

$$Y = \frac{h^2 + 3hh^1}{3(h + 2h^1)} = \frac{(5.70)^2 + 3 \times 5.70 \times 0.60}{3(5.70 + 2 \times 0.60)}$$

$$Y = \frac{32.5 + 10.25}{20.7} = 2.06$$

Resumen de cargas en la sección de quiebre y momentos respecto a la arista de volteo.

CARGAS VERTICALES (ton)	BRAZO (m)	MOENTO (ton-m)	
C.M.	138.60	1.00	138.60
C.V.	43.98	1.00	43.98
C.A.	15.10	1.075	16.23
D.A.	9.95	1.50	14.90
C.O.	97.00	1.23	119.31
P.T.	50.40	2.03	101.30

CARGAS HORIZONTALES		BRAZO	MOMENTO
fr	2.76	3.15	8.70
FR <sub>CM</sub>	6.94	3.15	21.90
VTS <sub>II</sub>	6.11	3.15	19.25
VTS <sub>III</sub>	1.83	3.15	5.75
VTCV <sub>III</sub>	1.80	3.15	5.69
Et	62.40	2.06	128.50

## GRUPO I AASHO

Combinación de cargas CM+CV+ET+P.P.

Fuerzas (ton)	Momentos (ton-m)
CM = 138.60	138.60
CV = 43.98	43.98
CA = 15.10	16.23
DA = 9.95	14.90
CO = 97.00	119.31
PT = <u>50.40</u>	<u>101.30</u>
$\Sigma F_V = 355.03$	$\Sigma M_V = 434.32$
Et = <u>62.4</u>	<u>128.50</u>
$\Sigma F_H = 62.40$	$\Sigma M_H = 128.50$

$$C_V = \frac{\Sigma M_V}{\Sigma M_H} = \frac{434.32}{128.50} = 3.36 > 2$$

$$C_D = \frac{M \Sigma F_V}{\Sigma F_H} = \frac{0.7 \times 355.03}{62.40} = 3.99 > 2$$

Esfuerzos en la sección

$$e = 1.27 - \frac{434.32 - 128.50}{355.03} = 1.27 - 0.67$$

$$e = 0.40 \text{ m.}$$

$$f = \frac{\Sigma F_V}{A} \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right) = \frac{355.03}{21.03} \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.40}{2.54} \right)$$

$$f_{\max} = 16.80 (1+0.95) = 32.70 \text{ ton/m}^2 < 90 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_{\min} = 16.80 \times 0.05 = 0.84 \text{ ton/m}^2 < 8 \text{ Ton/m}^2$$

Por lo que la sección revisada es aceptable para —  
este grupo de cargas.

#### GRUPO II AASHO

Combinación de carga CM+ET+VE+P.P

	Fuerzas (Ton)		Momentos (ton-m)
Grupo I	= 355.03		434.32
- CV	= <u>43.98</u>		= <u>43.98</u>
$\Sigma F_V$	= 311.05	$\Sigma M_V$	390.34

$$\begin{array}{rcl}
 E_t & = & 62.40 & & 128.50 \\
 VTS_{II} & = & \underline{6.11} & & \underline{19.25} \\
 \Sigma F_H & = & 68.51 & & \Sigma M_H = 147.75
 \end{array}$$

Para esfuerzos ordinarios y extraordinarios de - -  
 acuerdo con las especificaciones AASHO se pueden aumentar en  
 un 25% los esfuerzos permisibles en los grupos II y III

$$C_v = \frac{\Sigma M_v}{\Sigma M_H} = \frac{390.34}{147.75} = 2.76 > \frac{2}{1.25} = 1.6$$

$$C_d = \frac{\mu \Sigma F_v}{\Sigma F_H} = \frac{0.7 \times 311.05}{68.51} = 3.19 > 1.6$$

Esfuerzos en la sección

$$e = 1.27 - \frac{390.34 - 147.75}{311.05} = 1.27 - 0.78 = 0.49$$

$$f = \frac{311.05}{21.03} \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.49}{2.54} \right) = 14.70 \left( 1 \pm 1.15 \right)$$

$$f_{\max} = 14.7 \times 2.15 = 31.60 \text{ ton/m}^2 < 90 \times 1.25 = 112 \text{ ton/m}^2$$

$$f_{\min} = 14.7 \times (-0.15) = -2.2 \text{ ton/m}^2 < -8 \times 1.25 = -10 \text{ ton/m}^2$$

Por lo que la sección también es aceptable para este grupo de cargas.

## GRUPO III AASHO

Combinación de cargas .- Grupo I+FL+F+30% VE+VE+V<sub>CV</sub>

Fuerzas (ton)	Momentos (ton-m)
Grupo I = <u>355.03</u>	<u>434.32</u>
$\Sigma F_v = 355.03$	$\Sigma M_v = 434.32$
Et = 62.40	128.50
VTS <sub>III</sub> = 1.83	5.75
VTCV <sub>III</sub> = 1.80	5.69
fr = 2.76	8.70
FR <sub>CM</sub> = <u>6.94</u>	<u>21.90</u>
$\Sigma F_H = 75.73$	$\Sigma M_H = 170.54$

## Volteamiento y deslizamiento

$$C_v = \frac{434.32}{170.54} = 2.54 > 1.6$$

$$C_d = \frac{1 \Sigma F_v}{\Sigma F_H} = \frac{0.7 \times 355.03}{75.73} = 3.29 > 1.6$$

## Esfuerzos en la sección.

$$e = 1.27 - \frac{434.32 - 170.54}{355.03} = 1.27 - 0.74 = 0.53$$

$$f = \frac{355.03}{21.03} \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.53}{2.54} \right) = 16.80 \left( 1 \pm 1.25 \right)$$

$$f_{\max} = 16.80 \times 2.25 = 37.70 \text{ ton/m}^2 < 112 \text{ ton/m}^2$$

$$f_{\min} = 16.80 \times (-0.25) = -4.20 \text{ ton/m}^2 < -10 \text{ ton/m}^2$$

Por lo que se ve que la sección es aceptable

### REVISION DE LA SECCION DE DESPLANTE

Esta sección se encuentra a 6.55 m. abajo de la sub corona.

Características de la sección.

$$\text{Ancho} = 5.75 \text{ m.}$$

$$\text{Semiancho} = 2.875 \text{ m.}$$

$$\text{Longitud de distribución} = 9.51 \text{ m.}$$

$$A_{ef} = 5.75 \times 9.51 = 54.60 \text{ cm}^2$$

Cargas complementarias que obran sobre la sección y sus brazos a la arista de volteo.

$$\text{Cuerpo } CO_1 = (2.54 + 5.75) \frac{3.50}{2} \times 9.51 \times 2.2$$

$$CO_1 = 303 \text{ ton.}$$

$$x = \frac{5.75(5.75 + 2.54 + 2.30) + 2.54(2.54 + 2 \times 2.30)}{3(5.75 + 2.54)}$$

$$x = 3.20 \text{ m.}$$

$$\text{Cuerpo } CO_2 = 5.75 \times 0.40 \times 9.51 \times 2.2 = 48 \text{ ton.}$$

$$N = \frac{5.75}{2} = 2.875.$$

Peso de tierra

$$\frac{5.70 + 9.20}{2} \times 0.91 \times 9.51 \times 1.6$$

$$Pt = 103 \text{ ton.}$$

$$N = 4.84 + \frac{0.91}{3} \times \frac{2 \times 9.20 + 5.70}{9.20 + 5.70}$$

$$N = 4.84 + 0.49 = 5.33$$

Empuje de Tierras.

Como  $h = 9.60 \text{ m.} > 7.00 \text{ m.}$  ya no se toma en cuenta la sobre carga pues ya no nos afecta a esta profundidad.

$$Et = 0.195 \times (9.60)^2 \times 9.51 = 170 \text{ ton.}$$

$$y = \frac{9.60}{3} = 3.20 \text{ m.}$$

Resumen de cargas en la sección de desplante y momentos respecto a la arista de volteo.

CARGAS VERTICALES (ton)		BRAZO (m)	MOMENTO (ton-m)
CM	138.60	3.30	459.90
CV	43.98	3.30	144.50
CA	15.10	3.375	51.00
DA	9.95	3.80	37.90
CO	97.00	$1.23 + 2.30 = 3.53$	342.00
CO <sub>1</sub>	303.00	3.20	970.00
CO <sub>2</sub>	48.00	2.875	138.00
PT	50.40	$2.03 + 2.30 = 4.33$	218.00
PT <sub>1</sub>	103.00	5.33	548.00

CARGAS HORIZONTALES		BRAZO	MOMENTO
fr	2.76	3.15+3.90 = 7.05	19.45
FR <sub>CM</sub>	6.94	7.05	49.00
VTS <sub>II</sub>	6.11	7.05	43.10
VTS <sub>III</sub>	1.83	7.05	12.90
VTCV <sub>III</sub>	1.80	7.05	12.70
Et	170	3.20	544.00

## GRUPO I AASHO

Combinación de cargas.- CM+CV+ET+P.P

Fuerzas (ton)		Momentos (ton-m)
CM	138.60	459.90
CV	43.98	144.50
CA	15.10	51.00
DA	9.95	37.90
CO	97.00	342.00
CO <sub>1</sub>	303.00	970.00
CO <sub>2</sub>	48.00	138.00
PT	50.40	218.00
PT <sub>1</sub>	<u>103.00</u>	<u>548.00</u>
$\Sigma F_v =$	808.93	$\Sigma M_v =$ 2909.30

Fuerza (ton)	Momento (ton-m)
ET = $\frac{170.00}{\quad}$	$\frac{544.00}{\quad}$
$\Sigma F_H = 170.00$	$\Sigma M_H = 544.00$

$$C_V = \frac{\Sigma M_V}{\Sigma M_H} = \frac{2909.30}{544.00} = 5.32 > 2.0$$

$$C_D = \frac{\mu \Sigma F_V}{\Sigma F_H} = \frac{0.7 \times 808.93}{170} = 3.31 > 2.0$$

Esfuerzos en la sección

$$e = 2.875 - \frac{2909.30 - 544}{808.93} = 2.875 - 2.935$$

$$e = 0.060$$

$$f = \frac{808.93}{54.60} \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.060}{5.75} \right) = 14.80 \left( 1 \pm 0.063 \right)$$

$$f_{\max} = 14.80 \times 1.063 = 15.8 \text{ t/m}^2 < 20 \text{ t/m}^2$$

$$f_{\min} = 14.80 \times 0.937 = 13.90 \text{ t/m}^2 < 20 \text{ t/m}^2$$

Se puede apreciar en los resultados que no hay tensiones en la sección y además son muy aceptables los esfuerzos.

GRUPO II AASHO

Combinación de cargas.- CM + PP + ET + VE

Fuerzas (ton)		Momentos (ton-m)	
Grupo I	= 808.93		2909.30
- CV	= <u>43.98</u>		<u>144.50</u>
$\Sigma F_v$	= 764.95	$\Sigma$	2764.80
ET	= 170.00		544.00
VTS <sub>II</sub>	= <u>6.11</u>		<u>43.10</u>
$\Sigma F_H$	= 176.11	$\Sigma M_H$	= 587.10

$$Cv = \frac{2764.80}{587.10} = 4.74 > 1.6$$

$$Cd = \frac{0.7 \times 764.95}{176.11} = 3.05 > 1.6$$

Esfuerzos en la sección

$$e = 2.875 - \frac{2764.80 - 587.10}{764.95} = 2.875 - 2.845$$

$e = 0.03$  se considera despreciable

$$f = \frac{764.95}{54.60} = 14 \text{ t/m}^2 < 20 \text{ t/m}^2$$

por lo cual la sección es aceptable.

GRUPO III AASHO

Combinación de cargas .- Grupo I + FL + F + 30% VE

Fuerzas (ton)		Momentos (ton-m)	
Grupo I	= <u>808.93</u>		<u>2909.30</u>
$\Sigma F_v$	= 808.93	$\Sigma M_v$	= 2909.30
Fr	= 2.76		19.45
FR <sub>CM</sub>	= 6.94		49.00
VTS <sub>III</sub>	= 1.83		12.90
VTV <sub>III</sub>	= 1.80		12.70
Et	= <u>170.00</u>		<u>544.00</u>
$\Sigma F_H$	= 183.33	$\Sigma$	638.05

$$C_v = \frac{2909.30}{638.05} = 4.57 > 1.6$$

$$C_d = \frac{0.7 \times 808.93}{183.33} = 3.08 > 1.6$$

Esfuerzos en la sección

$$e = 2.875 - \frac{2909.30 - 638.05}{808.93} = 2.875 - 2.84$$

$$e = 0.035 \approx 0$$

$$f = \frac{808.93}{54.60} = 14.75 \text{ t/m}^2 < 20 \text{ t/m}^2$$

No hay tensiones y los esfuerzos encontrados son —  
aceptables.

## Verificación del escalón

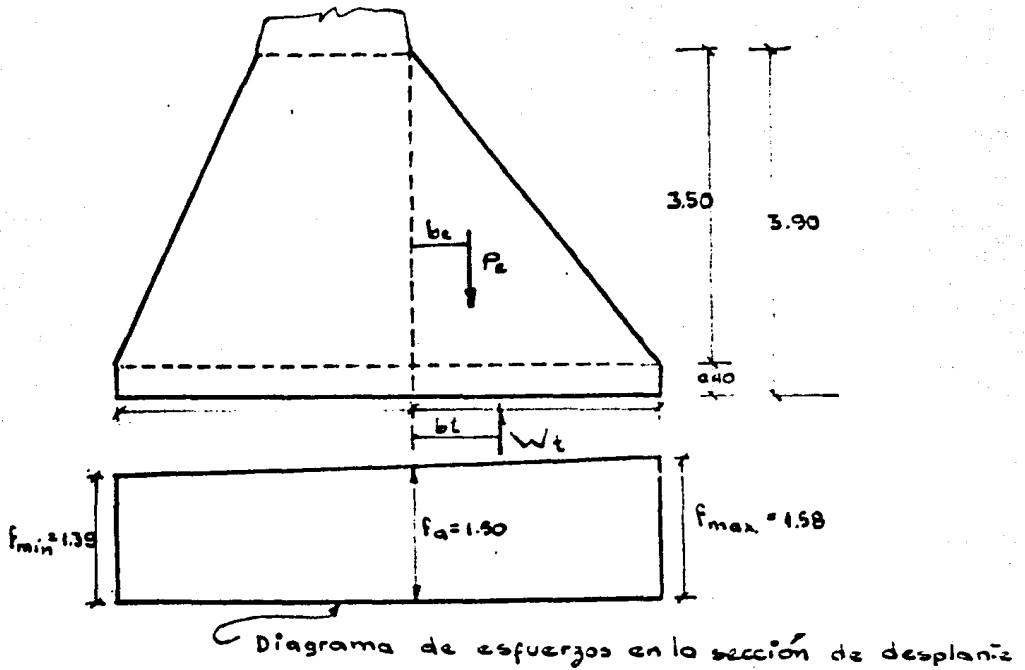


Figura 43

$$f_a = 1.39 + \left( \frac{1.58 - 1.39}{5.75} \right) 3.45 = 1.39 + 0.11 = 1.50$$

Reacción del terreno:

$$W_t = \frac{f_{\max} + f_a}{2} L \times 1 \text{ cm} = \frac{1.58 + 1.50}{2} 2.30 \times 1 = 354 \text{ Kg}$$

$$b_t = \frac{L}{3} \frac{2 f_{\max} + f_a}{f_{\max} + f_a} = \frac{230}{3} \frac{2 \times 1.58 + 1.50}{1.58 + 1.50} = \frac{230 \times 4.66}{3 \times 3.08}$$

$$b_t = 116 \text{ cm.}$$

$$M_t = 354 \times 116 = 40900$$

### Peso de Escalón

$$Pe = \frac{h + h_1}{2} \times L \times Pv \times 1 \text{ cm.}$$

$$Pe = \frac{3.90 + 0.40}{2} \times 2.30 \times 2200 \times 0.01 = 109 \text{ Kg}$$

$$be = \frac{L}{3} \frac{2 h_1 + h}{h_1 + h} = \frac{230}{3} \times \frac{80 + 390}{40 + 390} = \frac{230 \times 470}{3 \times 430} = 84 \text{ cm.}$$

$$Me = Pe \cdot be = 109 \times 84 = 9160 \text{ Kg - cm.}$$

El momento flexionante valdrá

$$M = Mt - Me = 40900 - 9160 = 31740 \text{ Kg -cm}$$

La fuerza cortante vale:

$$F = Wt - Pe = 354 - 109 = 245 \text{ Kg}$$

a) Revisando la sección por flexión, tenemos:

$$F = C \frac{M}{I} Y = C \frac{M}{S} = C \frac{6M}{h^2} < 0.8 \text{ Kg/cm}^2$$

Como se trata de una viga corta, de acuerdo con las recomendaciones de la SOP los esfuerzos por flexión se reducen. El coeficiente de reducción "C" se obtiene de las gráficas de Photo - Elasticity Coker & Filan.

Para una relación del doble del claro al peralte del escalón.

$$\frac{2L}{h} = \frac{2 \times 230}{390} = 1.18$$

el valor de "C" resulta menor de 0.50 por lo que consideraremos.

$$C = 0.50$$

$$f = 0.50 \frac{6 \times 31740}{(390)^2} = 0.63 \text{ Kg/cm}^2 < 0.8 \text{ Kg/cm}^2$$

b).- Revisando la sección por cortante

$$V = \frac{3}{2} \times \frac{245}{390} = 1.25 \text{ Kg/cm}^2 < 2 \text{ Kg/cm}^2$$

Vemos que la sección propuesta es correcta, ya que todos los análisis hechos y con las diferentes condiciones de carga son aceptables, lo que indica que el estribo está en buenas condiciones de estabilidad.

#### DISEÑO DEL DIAFRAGMA Y CORONA

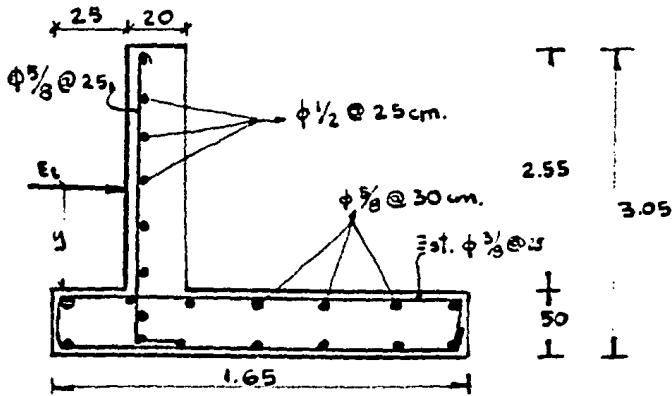


Figura 44

Empuje de tierra con sobrecarga

$$h = 2.55 \text{ m.}$$

$$h_1 = 0.60 \text{ m (sobre carga)}$$

$$E_t = 0.195 h (h + 2 h_1) = 0.195 \times 2.55 (2.55 + 1.20)$$

$$E_t = 1.87 \text{ ton/m}$$

$$Y = \frac{h^2 + 3h h_1}{3 (h + 2h_1)} = \frac{(2.55)^2 + 3 \times 2.55 \times 0.60}{3 \times 3.75} = 0.98 \text{ m}$$

$$ME_t = 1.87 \times 0.98 = 1.83 \text{ ton-m/m}$$

El peralte usando concreto  $f'(c = 250 \text{ Kg/cm}^2$

$$d = \sqrt{\frac{183000}{14.8 \times 100}} = \sqrt{123.6} = 11.1 \text{ cm.}$$

Peralte supuesto

$$d = h - r = 20 - 6 = 14 \text{ cm.} > 11.1 \text{ cm.}$$

Por lo que la sección es peraltada y se tomará para calcular el acero el valor de  $j = 0.90$

$$A's = \frac{183000}{2000 \times 0.9 \times 14} = 7.25 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Colocando varilla de 5/8" a una separación

$$S = \frac{199}{7.25} \dot{=} 25 \text{ cm. c.a.c.}$$

Revisando el esfuerzo cortante

$$v = \frac{1870}{100 \times 0.90 \times 14} = 1.48 \text{ Kg/cm}^2 < 10 \text{ Kg/cm}^2$$

(para losas)

Para el refuerzo por temperatura se colocarán varillas de  $\phi$  1/2" a 25 cm. c.a.c.

La corona se amará por temperatura con refuerzo —  
longitudinal de 5/8" a 30 cm. c.a.c. y estribos de 3/8" a —  
25 cm. c.a.c.

#### PROYECTO Y CALCULO DE LA PILA

Descripción.— La pila será de mampostería de 3a. —  
clase con mortero de cemento 1:5 y con corona de concreto re-  
forzado de  $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$

#### Localización:

La pila se encuentra situada en la estación Km 20 +  
985

#### Elevación.—

Elevación de la rasante	1490.09
Espesor superestructura	2.70
Apoyos	0.10
Carpeta asfáltica y bombeo	<u>0.09</u>
Elevación de la corona	1487.20
Elevación del desplante	<u>1479.20</u>
Altura de la Pila	8.00

#### Esfuerzos permisibles y coeficientes de seguridad

##### Mampostería

Compresión	9.0 Kg/cm <sup>2</sup>
Tensión	0.8 Kg/cm <sup>2</sup>
Cortante	2.0 Kg/cm <sup>2</sup>

## Terreno

Compresión	3.0 Kg/cm <sup>2</sup>
Tensión	0
Coef. de fricción	0.7
Coef. de seguridad al volteamiento y al deslizamiento	2.0

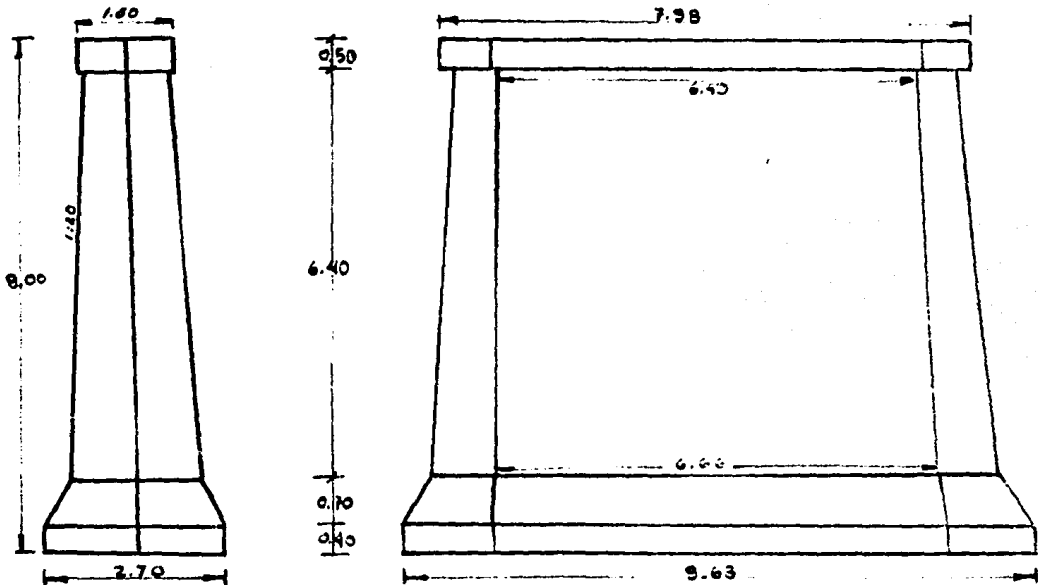


Figura 45

Para el análisis de las diferentes combinaciones de cargas permanentes y eventuales, se seguirán tanto las especificaciones AASHO como las recomendaciones del Departamento de Estructuras de la S.O.P.

## Cargas.-

1.- Carga permanente de la super-  
estructura

$$CM = 275.32$$

2.- Carga móvil H - 15 - S - 12 en  
dos bandas de circulación (sin  
impacto) considerando un tramo  
cargado.

$$CV = 43.98$$

3.- Fricción por carga permanente: Se considera el 5% de la carga permanente, pero como teóricamente son iguales y de sentido contrario los esfuerzos provocados por las dos losas que se apoyan en la pila, haciendo nula esta fuerza. Para prevenir que los apoyos de un tramo opongan mayor resistencia que los del otro se considerará el 2.5% de la carga permanente.

$$FR_{CM} = 0.025 CM = 0.025 \times 275.32 \quad FR_{CM} = 6.87 \text{ ton.}$$

4.- Frenaje.- No existe ya que se tienen dos apoyos móviles.

5.- Viento normal a la superestructura.

$$\text{Superficie expuesta } 30.00 (2.70 + 0.76) = 104 \text{ m}^2$$

Para la combinación de carga del Grupo II AASHO

$$\text{Viento} = 104 \times 0.250 \text{ t/m}^2 = \text{VNS} = 26$$

para la combinación de cargas Grupo III

$$0,30 \text{ VNS} = 7.8 \text{ Ton.}$$

considerandolas aplicadas en la corona, despreciando el par de transporte.

6.- Viento normal sobre la carga viva (en un tramo)

$$0.149 \text{ Ton/m} \times 30.00 \quad \text{VNV} = 4.5 \text{ ton.}$$

7.- Viento tangencial sobre la superestructura.- nulo - por tenerse apoyos móviles.

8.- Viento tangencial sobre la carga viva.- nulo por tenerse apoyos móviles.

9.- Empuje del viento sobre el cpo. de la pila  $E_v = 100 \text{ Kg/m}^2$

10.- Empuje dinámico del agua

$$E_d = (kw^2/2g) A$$

en donde:

$k = 0.75$  para tajamares formando un diedro de  $90^\circ$

$v =$  velocidad de llegada =  $2.54 \text{ m/seg.}$

$A =$  área expuesta en  $\text{m}^2$

$w =$  peso volumétrico del agua en  $\text{ton/m}^3$

$$E_d = (0.75 \times 10 \times 2.54^2 / 10.6) A = 0.46 A \text{ en ton.}$$

Verificación de la sección de desplante.

## Dimensiones

$$a_3 = \text{ancho} = 2.70 \quad \text{semi ancho} = 1.35$$

$$ls_3 = \text{largo} = 6.98 \quad \text{semi largo} = 3.49$$

$$\text{Area} = a_3 (ls_3 + a_3/2) = 2.70 (6.98 + 1.35) = 22.50 \text{ m}^2$$

## Momento de Inercia

$$I_{\text{min.}} = I_{xx} = \frac{a^3}{24} (2ls + \frac{a}{2})$$

$$= \frac{2.70^3}{24} (2 \times 6.98 + 1.35) = 12.50 \text{ m}^2$$

$$I_{\text{max.}} = I_{yy} = \frac{A}{12} (ls^2 + A)$$

$$I_{yy} = \frac{22.50}{12} (6.98^2 + 22.50) = 134$$

## Cargas adicionales sobre la sección

## Peso de la corona

$$\text{Area} = 1.50 (6.48 + \frac{1.50}{2}) = 10.90 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso} = 10.90 \times 0.50 \times 2.4 \quad \text{CA} = 13.10 \text{ ton.}$$

## Peso del Cuerpo

$$\text{Area superior} = 1.30 (6.40 + \frac{1.30}{2}) = 9.2 \text{ m}^2$$

$$\text{Area inferior} = 1.94 (6.66 + 0.97) = 14.80 \text{ m}^2$$

$$\text{Area media} = 12.00 \text{ m}^2$$

**Peso del cemento****Parte superior**

$$\text{Area superior} = 1.94 (6.66 + 0.97) = 14.80 \text{ m}^2$$

$$\text{Area inferior} = 2.70 (6.98 + 2.70) = 26.10 \text{ m}^2$$

$$\text{Area media} = 20.45 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Volúmen} &= \frac{h}{6} (A_s + A_i + 4A_m) \\ &= \frac{6.40}{6} (9.2 + 14.80 + 4 \times 12) = 76.9 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\text{Peso} = 76.90 \times 2.2 \qquad \text{CO}_1 = 169 \text{ Ton.}$$

$$\text{Volúmen} = \frac{0.70}{6} (14.80 + 26.10 + 4 \times 20.45) = 14.4 \text{ m}^3$$

$$\text{Parte inferior} = 26.10 \times 0.40 = \underline{10.5 \text{ m}^3}$$

$$\text{VOLUMEN CEMENTO} \qquad 24.9 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso total del cemento} = 24.9 \times 2.2 \qquad \text{CO}_2 = 54.9 \text{ ton.}$$

**Peso de tierra****a.- Sin flotación**

$$A_m = 14.80 \text{ m}^2$$

$$\text{Volúmen} = 14.80 \times 3.80 = 56.10$$

$$\text{Cemento} = \underline{24.90}$$

$$\text{Volúmen enterrado} \quad 81.00 \text{ m}^3$$

$$\text{Volúmen de tierra} = 4.90 \times 26.10 = 128.00 - 81 = 47 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso de tierra} = 47 \times 1.6 \quad \text{Pt} = 75 \text{ ton.}$$

b.- Con flotación

$$\text{Peso de tierra} = 75 \times 0.6 \quad \text{Pt}_s = 45 \text{ ton.}$$

Flotación: En aguas máximas

Volúmen fuera del agua

$$h = 3.10$$

$$a = 1.30 + \frac{3.10}{20} \times 2 = 1.61 \text{ m}$$

$$ls = 6.40 + \frac{3.10 \times 0.13}{6.40} \times 2 = 6.40 + 0.13 = 6.53$$

$$As = 1.30 (6.40 + 0.65) = 9.2 \text{ m}^2$$

$$Ai = 1.61 (6.53 + \frac{1.61}{2}) = 11.8 \text{ m}^2$$

$$Am = 1.45 (6.46 + \frac{1.45}{2}) = 10.4 \text{ m}^2$$

Volúmen fuera del agua

$$\frac{3.10}{6} (9.2 + 11.8 + 4 \times 10.4) = 32.40 \text{ m}^3$$

Volúmen sumergido = volúmen total de la pila - vol -  
fuera del agua

$$101.8 - 32.4 = 69.4 \text{ m}^3$$

Empuje provocado por flotación = 69.4 ton.

Viento sobre la pila:

a) Viento sobre la corona.

Se considera con una intensidad de 0.10 t/m<sup>2</sup> de --  
 área expuesta.

Normal al eje menor de la pila

$$1.50 \times 0.50 \times 0.1 \quad VNCA = 0.075 \text{ ton.}$$

Tangencial al eje menor

$$7.98 \times 0.50 \times 0.1 \quad VTCA = 0.40 \text{ ton.}$$

ambas aplicadas a  $\frac{0.50}{2} = 0.25$  m. abajo de la corona

b) Viento sobre el cuerpo

Normal al eje menor

$$\text{En aguas máximas} = 0.5(1.30+1.41) \times 1.10 \times 0.1 \quad VNCO_1 = 0.144 \text{ ton}$$

aplicada a  $0.55+0.50 = 1.05$  m. abajo de la corona

$$\text{En aguas mínimas} = 0.50(1.30+1.60) \times 2.60 \times 0.1 \quad VNCO_2 = 0.376 \text{ ton}$$

aplicada a  $0.50+1.30 = 1.80$  m. abajo de la corona

Tangencial al eje menor

$$\text{En aguas máximas} = 0.5(7.70+7.98) \times 1.10 \times 0.1 \quad VTCO_1 = 0.86 \text{ ton}$$

aplicada a 1.05 m. abajo de la corona

$$\text{En aguas mínimas} = 0.5(7.70+8.20) \times 2.60 \times 0.1 \quad VTCO_2 = 2.06 \text{ ton}$$

aplicada a 1.80 m. abajo de la corona

Empuje dinámico del agua

$$E_A = 0.46 \times 1.50 \times 0.50 (1.41+1.60) = .03 \text{ ton}$$

aplicada a  $\frac{1}{3}$  del tirante de agua bajo el nivel de aguas máxi

mas ó sea a  $0.50 + 1.10 + \frac{1.50}{3} = 2.10$  m. bajo la corona

Peso del agua en aguas máximas extraordinarias

$$14.80 \times 4.90 - (76.9 - 32.4) = 72.50 - 44.50 = 28.00$$

$$P_A = 28 \text{ ton.}$$

C A R G A S		BRAZOS RESPECTO A:			MOMENTOS RESPECTO A:		
Simbolo	Fuerza (ton.)	Eje Mayor X - X (m)	Arista de volteo (m)	Eje Menor Y - Y (m)	Eje Mayor X - X ton-m	Arista de volteo ton-m	Eje Menor Y - Y ton-m
V E R T I C A L E S							
CM	275.32		1.35			372.00	
CV	43.98	0.27	1.08		11.85	47.25	
CA	13.10		1.35			17.70	
CO <sub>1</sub>	169.00		1.35			229.00	
CO <sub>2</sub>	54.90		1.35			74.00	
Pt	75.00		1.35			101.00	
Pt <sub>8</sub>	45.00		1.35			60.90	
P <sub>A</sub>	28.00		1.35			37.85	
S	- 69.40		1.35			- 93.90	

C A R G A S		BRAZOS RESPECTO A:			MOMENTOS RESPECTO A:		
Simbolo	Fuerza (ton.)	Eje Mayor X - X (m)	Arista de volteo (m)	Eje Menor Y - Y (m)	Eje Mayor X - X ton-m	Arista de volteo ton-m	Eje Menor Y - Y ton-m
HORIZONTALES NORMALES AL EJE MAYOR							
FR <sub>DM</sub>	6.87	8.00	8.00		55.00	55.00	
VTCA	0.40	7.75	7.75		3.10	3.10	
VTCO <sub>1</sub>	0.86	6.95	6.95		5.98	5.98	
VTCO <sub>2</sub>	2.06	6.20	6.20		12.75	12.75	
HORIZONTALES NORMALES AL EJE MENOR							
VNS	26.00			8.00			208.00
0.3VNS	7.80			8.00			62.40
VNV	4.5			8.00			36.00
VNCA	0.075			7.75			0.58
VNCO <sub>1</sub>	0.144			6.95			1.00
VNCO <sub>2</sub>	0.376			6.20			2.33
EA	1.03			5.81			6.00

115

## Combinaciones de cargas ordinarias

Se tomarán las condiciones más desfavorables para -  
el cálculo del cimientto de la pila.

1.- Carga muerta + carga viva + peso propio de la pila-  
+ peso de la tierra.

Fuerzas Verticales	Mxx
CM = 275.32	
CV = 43.98	11.85
CA = 13.10	
CO <sub>1</sub> = 169.00	
CO <sub>2</sub> = 54.90	
Pt = <u>75.00</u>	<u>                    </u>
$\Sigma Fv = 631.30$	$\Sigma Mx = 11.85$

Esfuerzos en el desplante:

$$f = \frac{631.30}{26.10} \pm \frac{11.85 \times 1.35}{12.50} = 24.20 \pm 1.28$$

$$f_{max} = 25.48 < 30 \text{ ton/m}^2$$

2.- Carga permanente + peso propio + peso de la tierra  
+ fricción por carga permanente + subpresión + viento tangen-  
cial en aguas minimas.

FUERZAS

MOMENTOS

Símbolo	Verticales	Horizontales	M xx	A la arista de volteo	
				Estabilizantes	Volteantes
CM	275.32			372.00	
CV	43.98		11.85	47.25	
CA	13.10			17.70	
CO <sub>1</sub>	169.00			229.00	
CO <sub>2</sub>	54.90			74.00	
Pt <sub>s</sub>	45.00			60.90	
S	- 69.40			- 93.90	
FR <sub>CM</sub>		6.87	55.00		55.00
VTCA		0.40	3.10		3.10
VTCO <sub>2</sub>		2.06	12.75		12.75
Σ	531.90	9.33	82.70	706.95	70.85

## Esfuerzos

$$f = \frac{531.90}{26.10} \pm \frac{82.70 \times 1.35}{12.50} = 20.40 \pm 8.95$$

$$f_{\max} = 29.35 < 30 \times 1.25$$

El esfuerzo permisible se incrementa en un 25% por tratarse de cargas ordinarias y extraordinarias.

$$C_v = \frac{706.95}{70.65} > 2$$

$$C_d = \frac{0.7 \times 531.90}{9.33} > 2$$

o se a que los esfuerzos obtenidos son admisibles.

3.- Carga permanente + carga viva + peso propio + peso - de tierra + peso de agua + fricción por carga permanente + sub presión + viento tangencial en aguas máximas + empuje dinámico.

FUERZAS

MOMENTOS

Símbolo	Verticales	Horizontales normales al eje		A la arista de volteo			
		xx	yy	M xx	M yy	Estabilizantes	Volteantes
CM	275.32					372.00	
CV	43.98			11.85		47.25	
CA	13.10					17.70	
CO <sub>1</sub>	169.00					229.00	
CO <sub>2</sub>	54.90					74.00	
Pt <sub>B</sub>	45.00					60.90	
P <sub>A</sub>	28.00					37.85	
S	- 69.40					- 93.90	
FR <sub>CM</sub>		6.87		55.00			55.00
VTCA		0.40		3.10			3.10
VTCO <sub>1</sub>		0.86		5.98			5.98
EA			1.03		6.00		
Σ	559.90	8.13	1.03	75.93	6.00	744.80	64.08

## Esfuerzos

$$f = \frac{559.90}{26.10} \pm \frac{75.93 \times 1.35}{12.50} \pm \frac{6 \times 3.49}{134} = 21.30 \pm 8.15 \pm 0.16$$

$$f_{\max} = 29.61 < 30 \times 1.25$$

volteamiento y desplazamiento.

$$C_v = \frac{744.80}{64.08} > 2$$

$$C_d = \frac{0.7 \times 559.90}{8.13} > 2$$

o sea que la sección de desplante supuesta es aceptable

Revisión del escalón.

Se tomará la condición de cargas

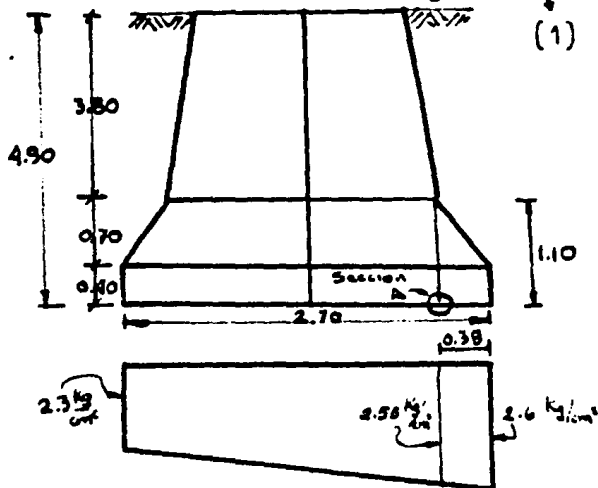


Figura 46

## Reacción del terreno

$$R_t = \frac{2.55 + 2.60}{2} \times 38 \times 1 = 49 \text{ Kg}$$

## Brazo de palanca respecto

$$\frac{0.38}{3} \times \frac{2 \times 2.6 + 2.55}{2.6 + 2.55} = 0.192 = 19 \text{ cm.}$$

$$\text{Momento } 49 \times 19 = 930 \text{ Kg} \times \text{cm.}$$

## Peso del escalón

$$\frac{0.40 + 1.10}{2} \times 0.38 \times 0.01 \times 2200 = 6.29 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo } \frac{38}{3} \frac{2 \times 40 + 110}{40 + 110} = 16 \text{ cm.}$$

$$\text{Momento } 6.29 \times 16 = 100 \text{ Kg} - \text{cm}$$

## Peso de Tierra

$$\frac{3.80 + 4.50}{2} \times 0.38 \times 0.01 \times 1600 = 25.4 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo } \frac{38}{3} \frac{2 \times 450 + 380}{450 + 380} = 19.50$$

$$\text{Momento } 25.4 \times 19.50 = 495 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$\text{Reacción neta } 49 - 6.29 - 25.4 = 17.31 \text{ Kg}$$

## Momento resultante

$$930 - (100 + 495) = 335 \text{ Kg} - \text{cm}$$

## Esfuerzo cortante

$$\frac{1.50 \times 17.31}{110} = 0.23 \text{ Kg/cm}^2$$

Tensión por flexión

$$\frac{6M}{h^2} = \frac{6 \times 335}{110 \times 110} = 0.17 \text{ kg/cm}^2$$

Ambos esfuerzos son completamente admisibles para -  
la mampostería.

## REVISION DE LA SECCION DE QUIEBRE

Características

Ancho = 1.94 m.

Semi ancho = 0.97 m.

Largo = 6.66 m.

Semi largo = 3.33 m.

$$\text{Area} = 1.94 (6.66 + 0.97) = 14.80 \text{ m}^2$$

Momentos de inercia

$$I_{\min} = I_{xx} = \frac{6.66 \times 1.94^3}{12} + \frac{4 \times 0.97^4}{12} = 4.04 + 0.30 = 4.34 \text{ m}^4$$

$$I_{\max} = I_{yy} = \frac{1.94 \times 6.66^3}{12} + 2 \left( \frac{1.94 \times 0.97^3}{36} + \frac{1.94 \times 0.97}{2} \times 3.33^2 \right) = 68.50 \text{ m}^4$$

RESUMEN DE CARGAS Y MOMENTOS EN LA SECCION

C A R G A S		BRAZOS RESPECTO A:			MOMENTOS RESPECTO A:		
Simbolo	Fuerza (ton.)	Eje Mayor X - X (m)	Arista de Volteo (m)	Eje Menor Y - Y (m)	Eje Mayor X - X ton-m	Arista de volteo ton-m	Eje Menor Y - Y ton-m

V E R T I C A L E S

CM	275.32		0.97			267.00	
CV	43.98	0.27	0.70		11.85	30.60	
CA	13.10		0.97			12.70	
CO <sub>1</sub>	169.00		0.97			164.00	
PA	28.00		0.97			27.20	

HORIZONTALES NORMALES AL EJE MAYOR

FR <sub>CM</sub>	6.87	6.90	6.90		47.50	47.50	
VTCA	0.40	6.65	6.65		2.66	2.66	
VTCO <sub>1</sub>	0.86	5.85	5.85		5.02	5.02	
VTCO <sub>2</sub>	2.06	5.10	5.10		10.50	10.50	

RESUMEN DE CARGAS Y MOMENTOS EN LA SECCION

CARGAS	BRAZOS RESPECTO A:			MOMENTOS RESPECTO A:			
	Simbolo	Fuerza (ton)	Eje Mayor X - X (m)	Arista de Volteo (m)	Eje Menor Y - Y (m)	Eje Mayor X - X ton-m	Arista de volteo ton-m

HORIZONTALES NORMALES AL EJE MENOR

VNS	26.00			6.90			179.50
0.3 VNS	7.80			6.90			53.95
VNV	4.50			6.90			31.00
VNCA	0.075			6.65			0.50
VNCO <sub>1</sub>	0.144			5.85			0.84
VNCO <sub>2</sub>	0.376			5.10			1.92
E <sub>A</sub>	1.03			4.80			4.95

## Combinaciones de cargas

## Combinación 1.-

## Fuerzas Verticales

CM 275.32

CV 43.98

CA 13.10

CO, 169.00

## Mxx

11.85

$$\Sigma F_v = 501.40 \text{ ton}$$

$$\Sigma M_{xx} = 11.85 \text{ ton-m}$$

## Esfuerzos

$$f = \frac{501.40}{14.80} \pm \frac{11.85 \times 0.97}{4.34} = 33.90 \pm 2.65$$

$$f_{\max} = 36.55 \text{ ton/m}^2 < 90 \text{ ton/m}^2$$

## Combinación 2.-

Símbolo	FUERZAS		MOMENTO		
	Verticales	Horizontales	Mxx	M <sub>E</sub>	M <sub>V</sub>
CM	275.32			267.00	
CV	43.98		11.85	30.60	
CA	13.10			12.70	
CO <sub>1</sub>	169.00			164.00	
FR <sub>CM</sub>		6.87	47.50		47.50
VTCA		0.40	2.66		2.66
VTCO <sub>2</sub>		2.06	10.50		10.50
Σ	501.40	9.33	72.51	474.30	84.60

## Esfuerzos

$$f = \frac{501.40}{14.80} \pm \frac{72.51 \times 0.97}{4.34} = 33.90 \pm 17.60$$

$$f_{\max} = 51.50 \text{ ton/m}^2 < 90 \times 1.25 \text{ ton/m}^2$$

Volteamiento y desplazamiento.

$$C_v = \frac{474.30}{84.60} > 2$$

$$C_0 = \frac{0.7 \times 501.40}{8.51} > 2$$

## Combinación 3.-

Símbolo	FUERZAS			MOMENTOS			
	Verticales	Horizontales		Mxx	Myy	M <sub>E</sub>	M <sub>V</sub>
		XX	YY				
CM	275.22					267.00	
CV	43.98			11.85		30.60	
CA	13.10					12.70	
CO <sub>1</sub>	169.00					164.00	
PA	28.00					27.20	
FR <sub>CM</sub>		6.87		47.50			47.50
VT <sub>CA</sub>		0.40		2.66			2.66
VT <sub>CO<sub>1</sub></sub>		0.86		5.02			5.02
E <sub>A</sub>			1.03		4.95		
$\Sigma$	529.40	8.13	1.03	67.03	4.95	501.50	55.18

## Esfuerzos

$$f = \frac{529.40}{14.80} + \frac{67.03 \times 0.97}{4.34} + \frac{4.95 \times 3.33}{68.50}$$

$$f_{\max} = 50.84 \text{ ton/m}^2 < 90 \times 1.25$$

## Volteamiento y deslizamiento

$$C_v = \frac{501.50}{55.18} > 2$$

$$Cd = \frac{0.7 \times 529.40}{8.13} > 2$$

Por lo tanto se ve que la sección intermedia de la pila trabaja en buenas condiciones de estabilidad y resistencia.

#### Diseño de la corona.-

Al calcular los apoyos de neopreno se encontró un área suficiente de apoyo para no sobrepasar los esfuerzos de contacto permisibles en el concreto de la corona, por lo tanto se armará por temperatura con varillas de  $\phi$  1/2" y estribos en "U" a 25 cm. c.a.c. como máximo.

El acero de refuerzo en la corona de la pila tomará los efectos de temperatura y se pondrá en ambas caras de dicha corona así que:

$$As = 0.0015 bd = 0.0015 \times 130 \times 50 = 9.75 \text{ cm}^2, \text{ usando } \phi \text{ 1/2"}$$

$$N = \frac{9.75}{1.27} = 7.7 \doteq 8 \text{ varillas de } 1/2" \text{ a.c. } 15 \text{ cm.}$$

## CAPITULO VI

PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION

Los procedimientos de construcción son un factor — muy importante para la economía, rapidez y buena realización de la obra por lo que se debe tomar en cuenta: los recursos — naturales con que se cuenta en la región, la accesibilidad a la obra, obtención de los materiales, salario de los obreros — especializados, etc.

Los procedimientos más adecuados para este tipo de obra son generalmente los siguientes:

## 1.- Localización.-

Una brigada de topógrafos localizará y marcará convenientemente el eje del camino, los ejes de los estribos y el de la pila. De ser posible se colocarán mojoneras de concreto obteniéndose referencias a puntos fijos fuera de donde se va a ejecutar la obra.

## 2.- Campamento.-

Se construirá una bodega, oficinas técnicas y administrativas, sanitarios, talleres de carpintería y de habilitado de acero, se les proporcionará transporte a la población

más cercana y se construirán barracas para que en caso necesario el personal se quede en la obra.

### 3.- Excavaciones.-

Se harán en época de estiaje, en que los tirantes son mínimos. Se usará equipo mecánico afinando a mano la sección de desplante.

En caso de aumentar el nivel de aguas, se pondrá un bordo de tierra de cada lado para encauzar el río y se bombearán las filtraciones.

### 4.- Estribos y pilas.-

Conforme a las dimensiones dadas en los planos se desplantarán sobre una plantilla de concreto pobre con objeto de tener una superficie limpia y a nivel, la cual tendrá 10 cm. de espesor.

El cuerpo será de mampostería de 3a. clase junteada con mortero de cemento y arena en proporción 1:5. El mortero se hará en revolvedora teniendo cuidado de no usarlo una vez que se ha iniciado el fraguado.

La piedra usada deberá ser limpia y sana colocándose bien cuatrapeada para que amarren y se irán llenando los huecos que quedan entre ellas con piedras más chicas y mortero.

Las partes visibles del estribo, la pila y los elementos tendrán un acabado aparente.

Con el objeto de evitar presiones hidrostáticas en la mampostería así como el aumento de presión sobre la misma en sentido horizontal por disminución del ángulo de reposo — del material al estar mojado, se dejarán drenes de 10 cm. de diámetro.

Entre el relleno y el respaldo del estribo se pondrá una capa de piedra quebrada de 25 cm. de espesor con objeto de proteger el cuerpo del estribo.

Los rellenos de las excavaciones se harán en capas horizontales de 20 cm. de espesor, humedecidas y compactadas con pizón de mano ó bailarinas.

Las coronas se harán con concreto de  $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$  y los demás materiales y mano de obra estarán sujetos a las especificaciones generales de construcción de la S.O.P. —

#### 5.- Obra falsa y cimbra.-

La obra falsa estará formada por caballetes de madera y polines debidamente contraventados con el objeto de soportar cargas de trabajo, cargas muertas, etc.

A la madera que se use para moldes se le dará una mano de aceite quemado en las caras que vayan a quedar en contacto directo con el concreto, con el objeto de tener un me—

nor desperdicio.

La duela debe colocarse en el sentido longitudinal del puente y para evitar aristas vivas se pondrá un chaflán de 1 1/2", y también donde va el gotero de la banquetta.,

Se le proporcionará a la cimbra la contraflecha de 1:400 para que al cargar las nervaduras no se cuelguen; a la losa se le dará un bombeo 2% hacia cada lado.

Se pondrán pasos para la circulación de vagues, carrerillas y gente y se irán retirando según vaya ocupando su lugar el concreto.

Se colocarán drenes a ambos lados de la calzada para desaguar la superestructura.

#### 6.- Acero de refuerzo.-

Colocada parte de la cimbra, se podrá comenzar a armar el fierro el cual deberá estar debidamente habilitado.

Se harán las pruebas necesarias para verificar la calidad del acero según las especificaciones y así definir su aceptación.

Para los amarres entre la varilla se utilizará alambre recocido # 18.

Las varillas mayores de 1" de diámetro se soldarán a tope y se les sacará las pruebas de resistencia necesarias.

El armado estará apoyado sobre silletas para cum- -

plir con los recubrimientos y separaciones que marcan en los planos.

#### 7.- Colado.-

Antes de verter el concreto en sus respectivos moldes, se hará una última revisión del armado de acuerdo con los planos de proyecto, es decir, se chequearán separaciones, diámetros, y se probará el equipo para colar.

El concreto se preparará en revolvedoras para uniformizarlo, y la proporción de los materiales será la que nos dé la resistencia requerida a los 28 días si es cemento normal ó a los 15 si es resistencia rápida.

La cimbra deberá estar saturada de agua para que no absorba la del concreto. El concreto se transportará en vagones y se usarán vibradores de chicote para el buen colado.

Se obtendrán pruebas de resistencia a razón de 4 cilindros por cada 20 m<sup>3</sup> ó fracción.

#### 8.- Curado.-

Se curará el concreto para compensar el agua perdida por reacciones químicas del cemento y el medio ambiente evitando así estrellamientos. El curado se hará principalmente los siete primeros días de colado el concreto. Se procurará mantener húmedo el concreto mediante riegos frecuentes ó -

utilizando un producto equivalente.

9.- Descimbrado.-

El descimbrado se hará a los 21 días de haberse efectuado el colado. Se dará un acabado final para desaparecer las imperfecciones del colado y se cortarán los alambres de los moldes que sobresalgan de las superficies coladas.

10.- Parapeto.-

Se dejarán ancladas las varillas de las guarniciones con el objeto de que quede rígido y se colocará una vez terminado el colado de la superestructura.

11.- Asfalto.-

Se tenderá una capa asfáltica de 3 cm. de espesor sobre la losa y se compactará con plancha.

12.- Limpieza General.-

Consistirá en dismantelar el campamento, retirar el material sobrante y arreglar los desperfectos del lugar que haya ocasionado la ejecución de la obra.

Se harán los resanes necesarios para evitar el mal aspecto a la obra.

## CAPITULO VII

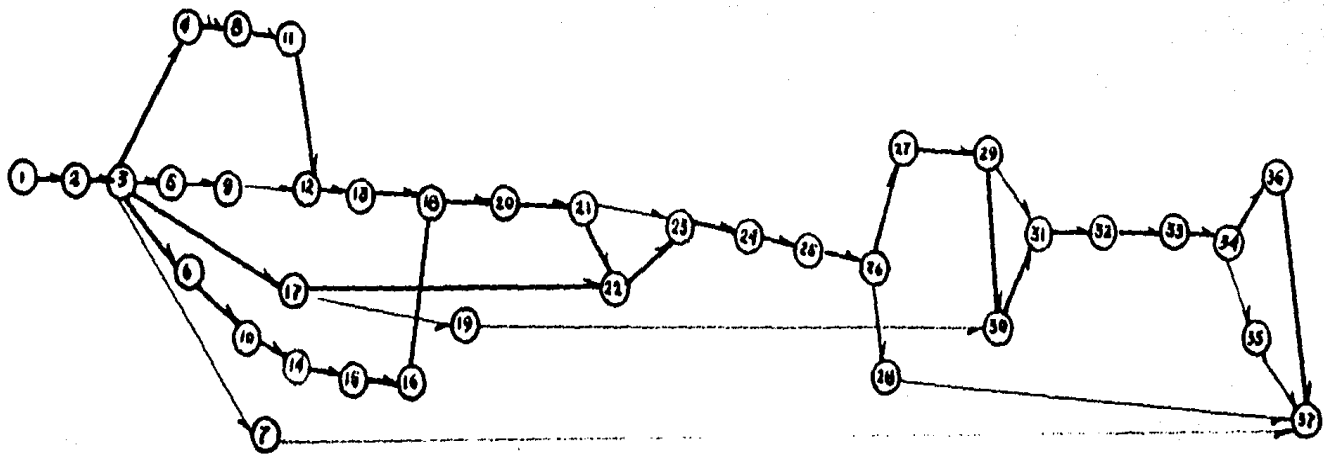
PROGRAMA DE CONSTRUCCION

En los últimos días existen métodos de programar -- una obra cada vez más precisos, uno de ellos es la ruta crítica, método que aplicaremos para esta construcción.

Actividad	Duración en días.
1.- Contratación	1
2.- Limpieza del terreno, instalación del campamento y construcción de bodegas	7
3.- Trazo topográfico y revisión de bancos y mojoneras	2
4.- Excavación del estribo No. 1	10
5.- Excavación de la pila	6
6.- Excavación del estribo No. 2	10
7.- Canalización	7
8.- Mampostería y drenes en estribo No. 1	25
9.- Mampostería en pila	15
10.- Mampostería y drenes en estribo No. 2	25
11.- Relleno y compactación de la excavación en el estribo 1 y	

Actividad	Duración en días.
la pila	2
12.- Cimbrado, armado y colado en las coronas del estribo No. 1 y la pila	3
13.- Colocación de apoyos de neopreno en estribo No. 1 y pila	1
14.- Relleno y compactación de la excavación del estribo No. 2	2
15.- Cimbrado, armado y colado de la corona del estribo No. 2	3
16.- Colocación del apoyo de neopreno en estribo No. 2	1
17.- Habilidadación del acero de <u>re</u> fuerzo del tramo 1 - 2	14
18.- Habilidadación de pies derechos y contraventeo para sostener los moldes del tramo 1 - 2	10
19.- Habilidadación del acero de <u>re</u> fuerzo del tramo 2 - 3	14
20.- Habilidadación de moldes para <u>tr</u> abe, losa y guarnición del tramo 1 - 2	8
21.- Colocación de moldes del <u>tra</u> mo 1 - 2	2
22.- Armado del tramo 1 - 2	4
23.- Colado del tramo 1 - 2	2
24.- Armado, cimbrado y colado del <u>para</u> peto del tramo 1 - 2	3

Actividad	Duración en días.
25.- Lapso de fraguado y colocación de puntales	6
26.- Descimbrado de la obra falsa del tramo 1 - 2	3'
27.- Habilitación de pies derechos y contraventeo para sostener los moldes del tramo 2 - 3	10
28.- Construcción del terraplen - del estribo No. 1	6
29.- Colocación de moldes del tramo 2 - 3	2
30.- Armado del tramo 2 - 3	4
31.- Colado del tramo 2 - 3	2
32.- Armado, cimbrado y colado del tramo 2 - 3 (parapeto)	3
33.- Lapso de fraguado y colocación de puntales del tramo 2 - 3	6
34.- Descimbrado de la obra falsa del tramo 2 - 3	6
35.- Colocación de la carpeta asfáltica de 3 cm. de espesor - en ambos tramos	1
36.- Construcción del terraplen - del estribo No. 2	6
37.- Señalamiento, resanes generales, levantar el campamento y limpieza del terreno	8



PROGRAMACION EN DIAS DE CALENDARIO

Para programar en dias de calendario, se tomó en cuenta que la obra se inicia el 4 de noviembre descartando to dos los domingos y dias festivos.

En las actividades críticas se indica las fecha de iniciación y terminación, no así en las otras actividades en las que se indica únicamente la fecha de terminación quedando a criterio del Ingeniero Residente la fecha de iniciación la cual observará cuidadosamente.

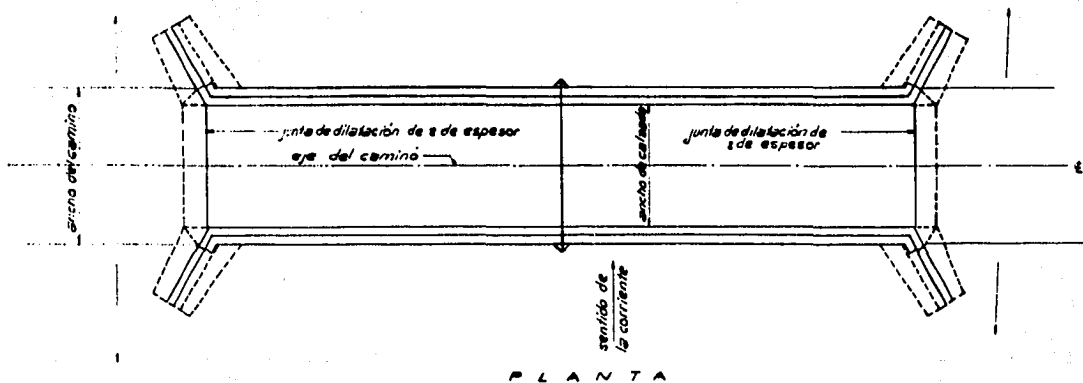
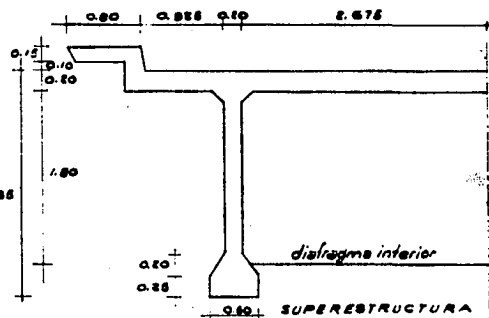
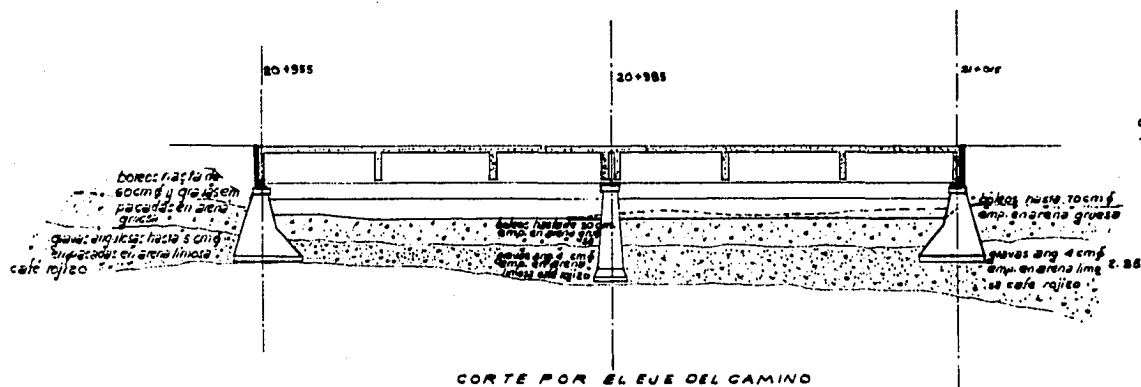
Actividad	Duración	Fecha de Iniciación	Fecha de Terminación
1	1	4 nov.	5 nov.
2	7	5 nov.	13 nov.
3	2	13 nov.	15 nov.
4	10	15 nov.	28 nov.
5	6		12 dic.
6	10	15 nov.	26 nov.
7	7		7 abr.
8	25	28 nov.	26 dic.
9	15		31 dic.
10	25	28 nov.	28 dic.
11	2	28 dic.	31 dic.
12	3	31 dic.	4 ene.
13	1	4 ene.	6 ene.
14	2	28 dic.	31 dic.

Actividad	Duración	Fecha de Iniciación	Fecha de Terminación
15	3	31 dic.	4 ene.
16	1	4 ene.	6 ene.
17	14	15 nov.	3 dic.
18	10	6 ene.	17 ene.
19	14		5 mzo.
20	8	17 ene.	27 ene.
21	2	27 ene.	29 ene.
22	4	29 ene.	3 feb.
23	2	3 feb.	5 feb.
24	3	5 feb.	8 feb.
25	6	8 feb.	15 feb.
26	3	15 feb.	19 feb.
27	10	19 feb.	3 mzo.
28	6		7 abr.
29	2	3 mzo.	5 mzo.
30	4	5 mzo.	10 mzo.
31	2	10 mzo.	12 mzo.
32	3	12 mzo.	15 mzo.
33	6	15 mzo.	24 mzo.
34	6	24 mzo.	31 mzo.
35	1		7 abr.
36	6	31 mzo.	7 abr.
37	8	7 abr.	16 abr.

CAPITULO VIII

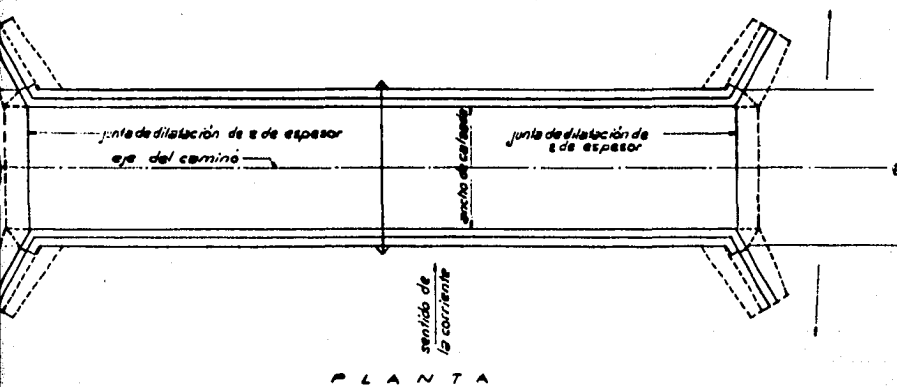
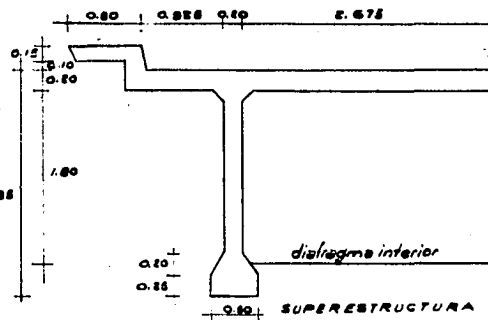
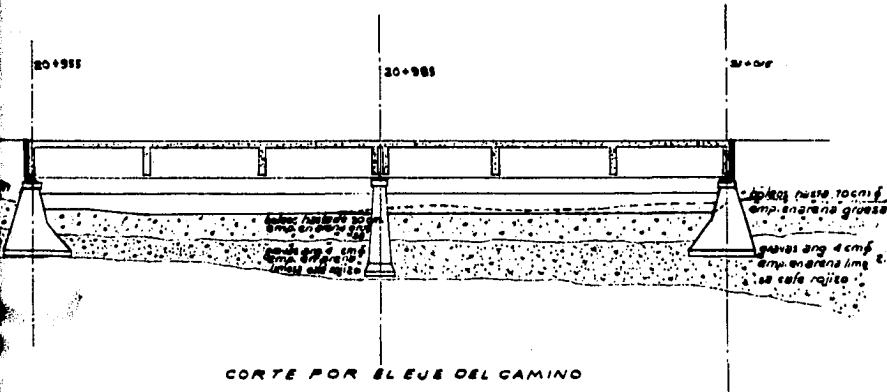
PRESUPUESTO

Concepto	Unid.	Cant.	Precio	Importe
<u>Superestructura</u>				
Parapeto:				
Concreto $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$	m3	8.40	950.00	7,980.00
Acero de refuerzo	kg	1,312.00	4.00	5,248.00
Losa Nervurada				
Concreto $f'_c = \text{kg/cm}^2$	m3	201.50	632.00	127,348.00
Acero de refuerzo de $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$	Kg	36,400.00	4.00	145,600.00
Drenes	Pza.	36.00	13.00	468.00
Carpeta asfáltica	m2	450.00	30.50	13,725.00
Apoyo				
Neopreno	dm3	28.00	87.00	2,436.00
Acero estructural	Kg.	12.00	4.20	50.40
<u>Subestructura</u>				
Concreto $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$	m3	27.00	424.00	11,448.00
Acero de refuerzo	kg	3,500.00	4.00	14,000.00
Mampostería de 3a. clase con mortero de cement. 1:5				
	m3	989.00	182.00	179,998.00
Excavaciones	m3	3,258.00	18.00	58,644.00
Rellenos	m3	4,352.00	7.00	30,464.00
SUMA.				597,409.40
Admón e imprevistos (10%)				59,740.94
Utilidad (10%)				65,715.03
T o t a l				\$ 722,865.37
Costo por ML. de Puente:		\$ 12,047.75		



DATOS HIDRAULICOS	
gasto de la corriente	305.00 m <sup>3</sup> /seg.
capacidad del puente	306.40 m <sup>3</sup> /seg.
velocidad de llegada	3.55 m/seg.

U
FACU
PUENTE
PLANC
YESIS
GAZ
MEXICO, D.F.



DATOS HIDRAULICOS	
gasto de la corriente	305.00 m <sup>3</sup> /seg.
capacidad del puente	306.49 m <sup>3</sup> /seg.
velocidad de llegada	3.55 m/seg.

U N A M

FACULTAD DE INGENIERIA

PUENTE "EL CLARO"  
PLANO GENERAL

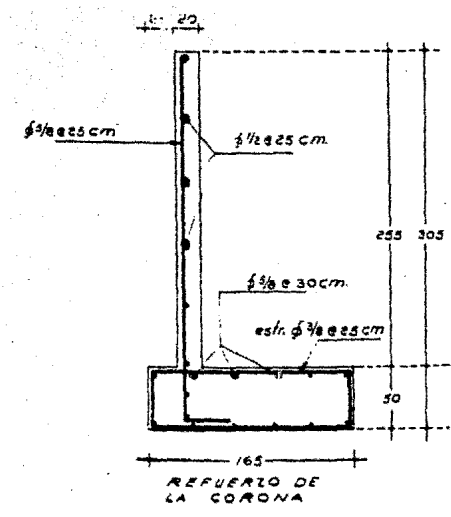
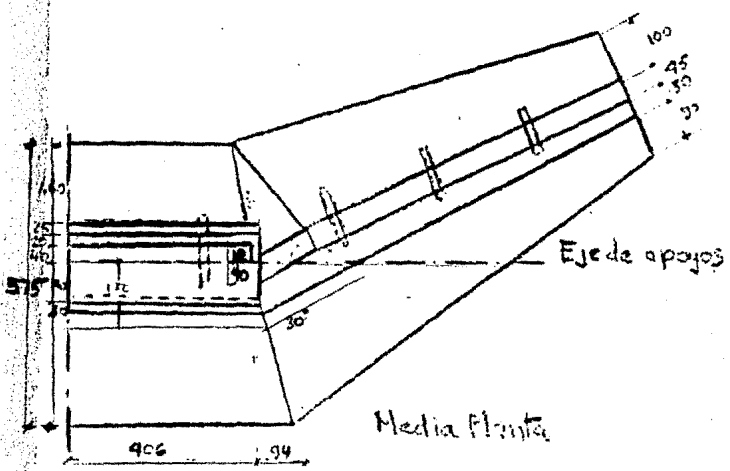
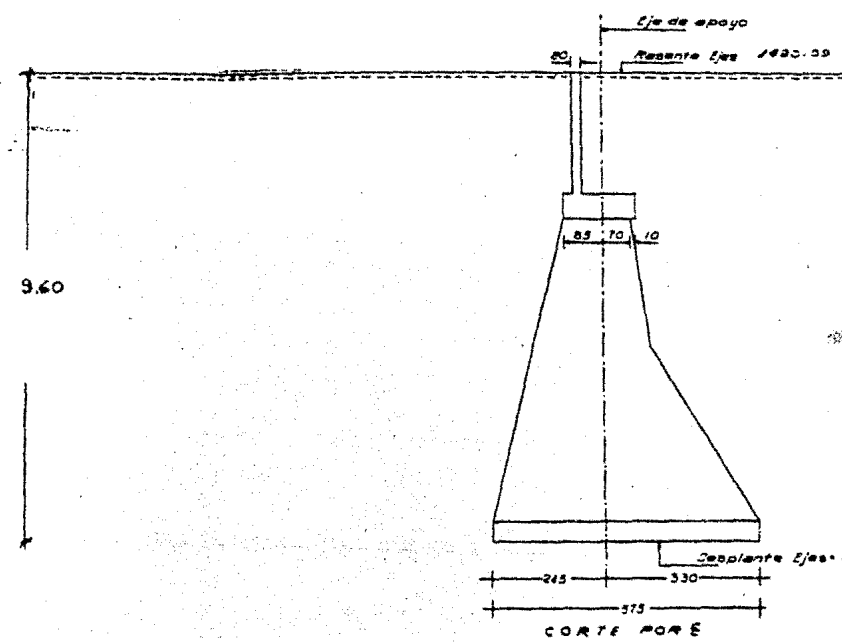
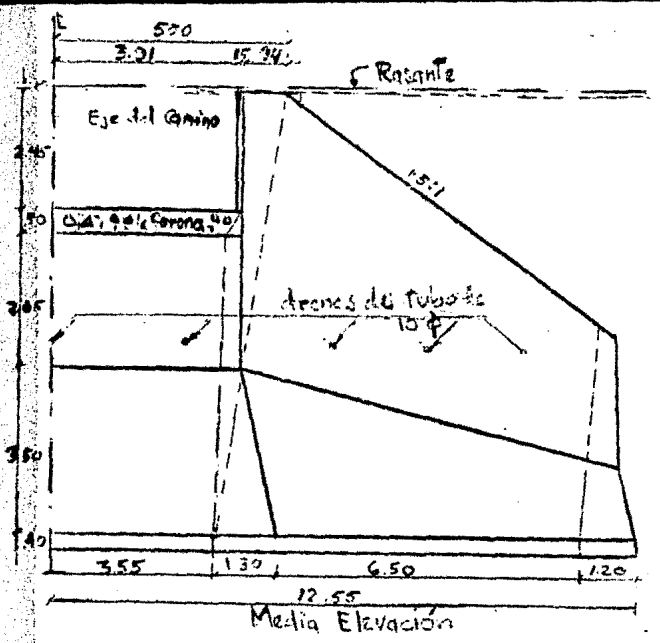
TESIS PROFESIONAL  
DIAZ TORRES HUMBERTO

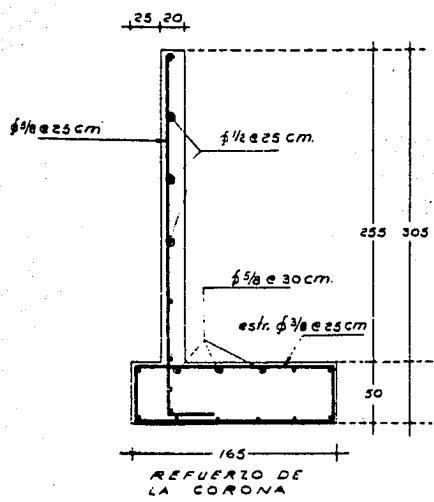
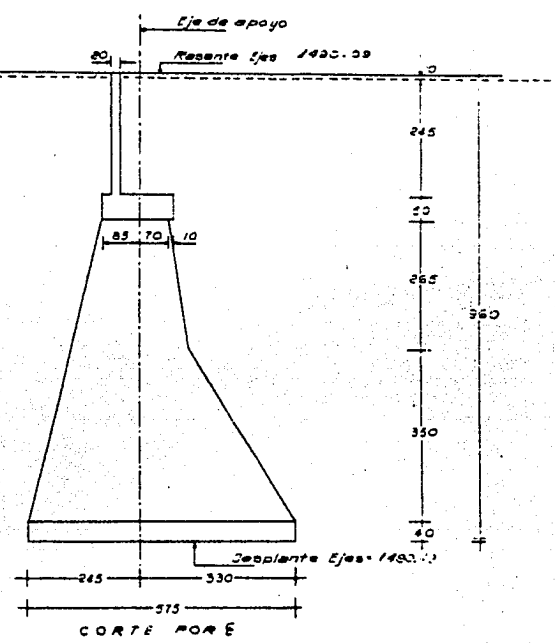
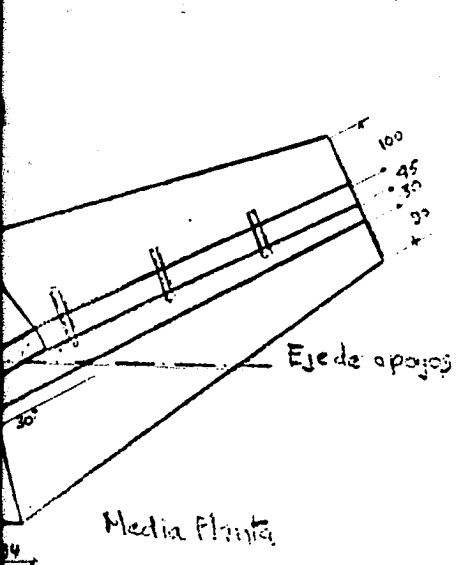
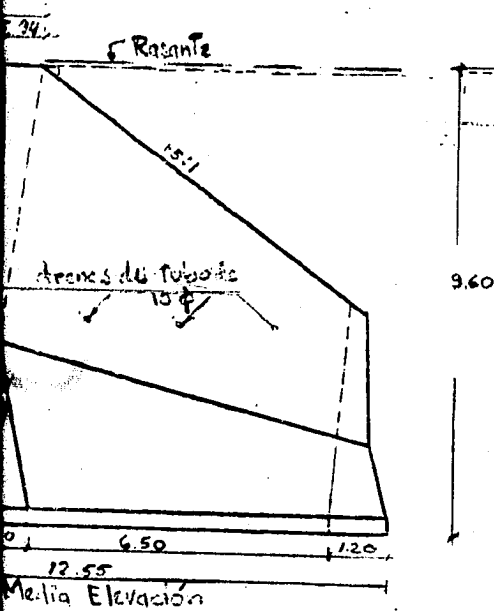
MEXICO, D.F. 1969

PLANO N° 1

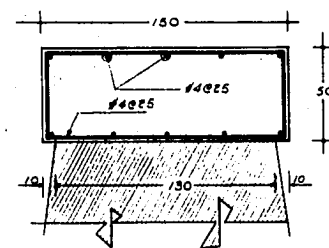
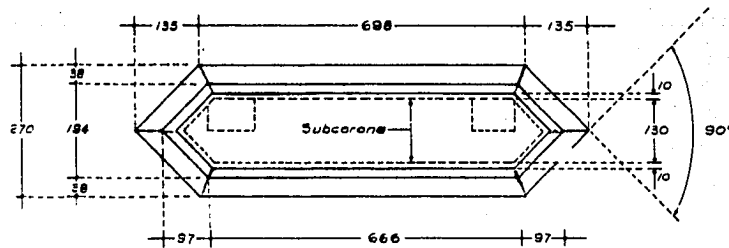
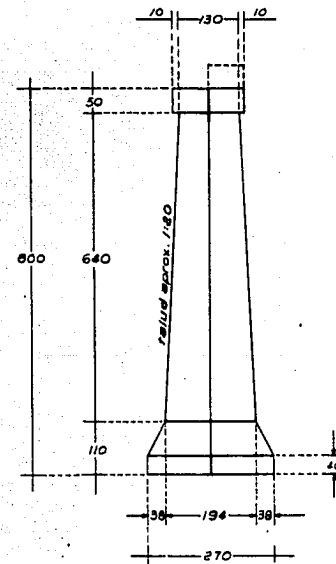
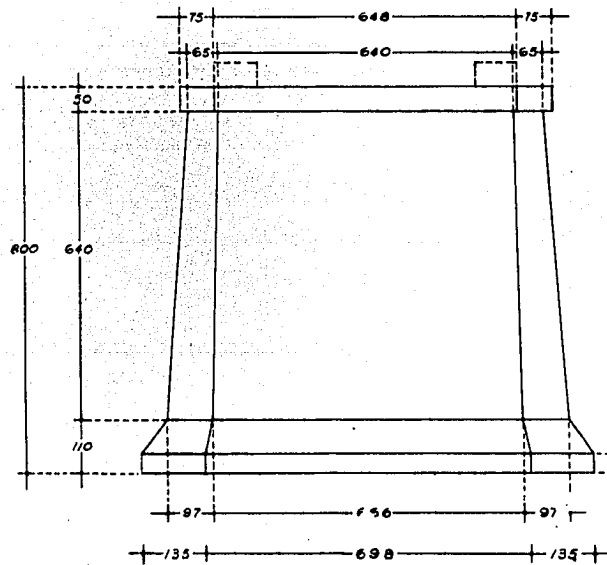




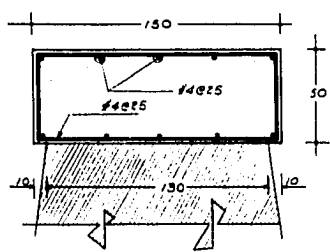
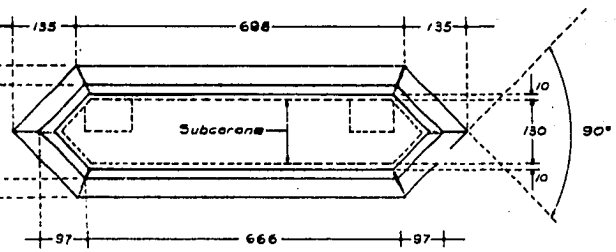
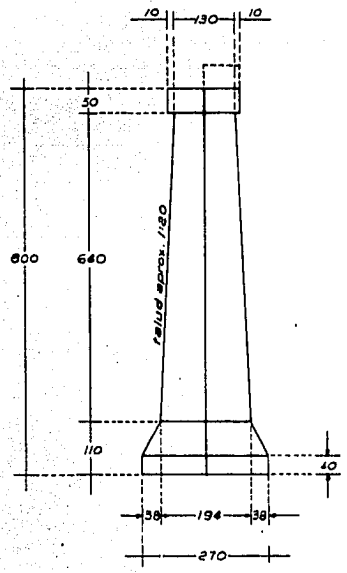
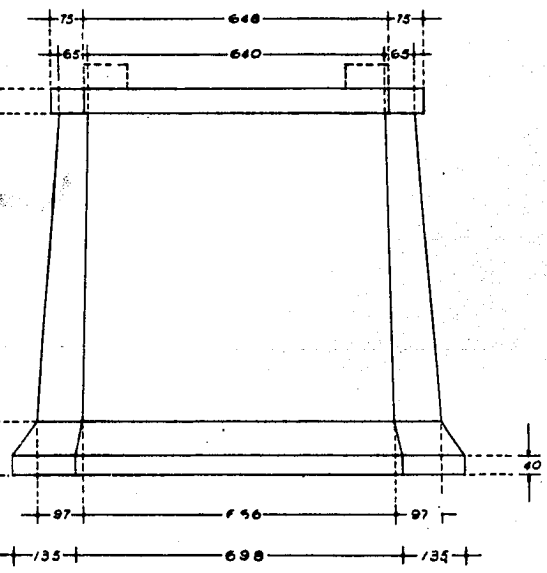




U N A M	
FACULTAD DE INGENIERIA	
PUENTE "EL CLARO" ESTRIBO	
TESIS PROFESIONAL DIAZ TORRES HUMBERTO	
MEXICO, D.F. 1969	PLANO N° 3



U
FACULTAD
PUESTO
TESIS
DIAZ TO
MEXICO, D.F.



U N A M	
FACULTAD DE INGENIERIA	
PUENTE "EL CLARO" P I L A	
TESIS PROFESIONAL DIAZ TORRES HUMBERTO	
MEXICO, D.F. 1969	PLANO N° 4