3529

INCORPORADA A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

Facultad de Ingeniería

PUENTE SOBRE EL RIO DE TERRERO

DESCARTE

T E S I S

Que para obtener el título de:

INGENIERO CIVIL

presenta:

Jorge Humberto Torres Aguayo

GUADALAJARA, JAL. 1966

Universidad Nacional Autónoma de México
UNAM
Biblioteca Central
Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

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.

Esto trabajo esta dedicado a todos aquellos que directa o indirectamente contribuyeron a la realización del mismo.

A mis padres

A mis maestros

A mis hermanos

A mis tíos

A mis compañeros de escuela y de trabajo.

111438

JORGE HUMBERTO TORRES ACUAYO
JUAN ALVAREZ #111
GUAD. JAL.

Julio
24
1964.

Sr. Ing.
Luis Ugarte Vizcaíno,
López Cotilla 480,
C i u d a d .

Por medio de la presente me estoy dirigiendo a usted para solicitar la autorización al siguiente tema de tesis:

"PUENTE SOBRE EL RIO DE TERRERO"

Basándome para su ejecución en el siguiente programa;

1.- Introducción
2.- Localización
3.- Levantamiento topográfico
4.- Estudios geológicos
5.- Estudios hidráulicos
6.- Estudios de tránsito
7.- Descripción del tipo de puente
8.- Descripción del proyecto
9.- Cálculo y diseño de la superestructura:
    1.- Losas
    2.- Parapetos
    3.- Trabes
10.- Cálculo y diseño de apoyo
11.- Cálculo y diseño de la subestructura
12.- Procedimientos de construcción
13.- Análisis de costos
14.- Presupuesto

Agradeciendo de antemano las atenciones que se sirva prestar a la presente, me repito de usted como siempre, su atento y s. s.

Jorge Hbo. Torres A.

V° B°

I N D I C E

Introducción..... I

Localización 1

Estudios Topográficos 2

Estudios Geológicos 3

Estudios de Tránsito 4

Estudios Hidráulicos 5

Cálculo y Diseño de la Superestructura 9

I) Datos Generales 9

II) Momentos en el Voladizo 9

III) Momentos al Centro del Claro 12

IV) Comparación de Momentos 13

V) Constantes de Diseño 14

VI) Diseño de la Losa 14

VII) Diseño de la Banqueta 16

VIII) Variación de Momentos 17

Diafragmas 19

Ménsulas Extremas 24

Diseño de las Nervaduras 27

Fórmula del Peralte Económico 32

Cortante 35

Revisión de la Sección 38

Barras Dobladas 41

Cálculo y Diseño de los apoyos de las Trabes. 45

Cálculo y Diseño de las Pilas del Puente 50

Análisis de Cargas en la Subcorona .. 52

Análisis de Cargas en la Sección de - Desplante 54

Subpresión 58

Cálculo de la Estabilidad de la Pila por Volteamiento..... 62

Cálculo del Coeficiente de Deslizamiento 63

Cálculo y Diseño del Estribo No. 1 65

Procedimientos de Construcción 74

Análisis de Precios Unitarios de Morteros, — Mampostería y Concretos a emplearse 80

Presupuesto 82

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

El afán innato de superación del hombre, desde los principios de la humanidad lo ha hecho trasladarse de un lugar a otro; siempre ha-tenido motivos para ello y podremos considerar entre otros, la caza, la agricultura, el comercio; todo ello con el afán de mejorar siempre sus-condiciones de vida, tanto material como espiritualmente. Inclusive podemos mencionar que las más grandes movilizaciones humanas han sido en-tiempos en que el hombre ha tenido necesidad de viajar para hacer la -- guera.

Para facilitar su transporte tuvo que construir caminos, mismos que originalmente se les puede llamar veredas, posteriormente con - el advenimiento de la rueda, hubo la necesidad de que construyese caminos, caminos que desde luego han sufrido cambios, mismos que han sido - impuestos por lascondiciones de vida y transporte.

Uno de los problemas más interesantes en la construcción de - un camino se tiene que afrontar cuando se trata de salvar un obstáculo-que puede ser, ó bien un barranco profundo, o un cruce de un río, o - - arroyo. Ello implica, su solución, una serie de estudios, analisis y -- conclusiones que nos llevarán a resultados favorables en el salvamento-del obstáculo, sea río ó sea barranco.

En páginas posteriores trataremos de llegar a la solución al-problema presentado por el "obstáculo", presentado por el Rio de Terrero, el cual se encuentra localizado en la Zona Norte del Estado de Ve--racruz, a la altura del kilómetro K 133 + 316.97, del camino Tuxpan-Tampico, que forma parte del Eje Costero del Golfo, importante complejo de comunicaciones en ésa región de la República Mexicana.

LOCALIZACION

El cruce se encuentra localizado en el kilómetro 133 + 316.97 sobre el Río de Terrero, en la Carretera Federal Tuxpan-Tampico; en el tramo — comprendido entre las poblaciones de Naranjos y Osuluama, en el Estado de Veracruz. Estará a cargo de la División Tuxpan y la Residencia será "Naranjos".

La Elevación de la rasante es 57.380 mt. Esta elevación se encuentra localizada en la parte superior de un atraque de concreto para Oleoducto sobre el lado derecho del camino y a la altura de la Estación K 132 + 980.00.

La longitud de la tangente de entrada es de 1422 mt., y la de salida - es de 387.40.

La elevación de la Rasante del Puente que resulta más económica es la- que tiene actualmente, ya que las terracerías de acceso se encuentran- prácticamente terminadas por ambas márgenes.

La cimentación del puente no presenta grandes problemas debido a que - el lecho de desplante de las pilas se hará sobre cantos rodados; igualmente en lo que se refiere al desplante de los estribos.

Indiscutiblemente que para obtener una localización adecuada para el - presente proyecto, se tuvieron que hacer reconocimientos preliminares- de la zona donde se encuentra actualmente localizado el cruce, además- de una serie de estudios que llevarán a la mejor solución del problema estos estudios comprendieron lo siguiente:

Estudios Topográficos de la Zona

Estudios Hidráulicos

Estudios de la Cimentación

Estudios de Tránsito

Estudios de Construcción.

E S T U D I O S T O P O G R A F I C O S

Una vez efectuado el reconocimiento preliminar de la zona del cruce y un análisis detallado del mismo, así como de los lugares factibles y que pudieran resultar adecuados para salvar el obstáculo se procedió a hacer un levantamiento topográfico de la zona. Basándose en este mismo levantamiento, y estudiando perfectamente el alineamiento general del camino, así como volúmenes de tierra, movimientos, estreches de cauce economía en la construcción se procedió a fijar definitivamente el cruce más económico.

La poligonal se llevó a cabo con tránsito y con aproximación de 1 (un) minuto, y empleando cinta de acero para las mediciones.

Las Elevaciones fueron tomadas con nivel fijo, leyendo hasta el milímetro y tomando como Banco de Nivel el antes mencionado atraque para oleoducto.

Las Lecturas se hicieron al milímetro en los puntos de liga, para de esta manera evitar la acumulación de errores.

Una vez hecho el levantamiento se procedió a hacer los planos topográficos correspondientes al mismo, se proyectó la dirección más conveniente del eje de cruce; habiendo resultado ésta normal a la dirección de la corriente . Esta dirección del cruce fué fijada en el momento en que se conjugaron favorablemente las razones de alineamiento, hidráulicas, construcción, etc.

E S T U D I O S G E O L O G I C O S

Se cuenta con un mapa geológico bastante exacto de la zona, ya que a 4 km del lugar del cruce se encuentra un Campamento de Geofísica de la Superintendencia General de Distritos de Explotación de Petróleos Mexicanos, — misma que elaboró dicho plano.

Basándonos por una parte en los estudios realizados por esta dependencia, y por otra, en sondeos realizados en el eje del camino, y a lo largo del cruce se pudo elaborar el corte geológico.

En las márgenes del río se hicieron exploraciones a cielo abierto y en el cauce se hicieron con Perforador Anular.

Este último procedimiento se puede emplear para perforaciones en roca firme y cantos rodados, y puede suministrar muestras muy exactas. En todos - los procedimientos del Perforador Anular la perforación se hace por medio de una herramienta tubular, la cual hace un corte anular en la roca y corta un testigo cilíndrico que después se desprende y se saca a la superficie por medio de una pinza o tenaza.

La piesa cortante es Corona de Diamantes o Sonda de Perdigones. La Corona de Diamantes consta de un anillo, colocado en el extremo inferior del tubo rotatorio y provisto de cierto número de diamantes (Diamantes Negros o Carbones), que forman bordes cortantes, que al girar en contacto con la - roca, la van gastando gradualmente y siguen penetrando por el espacio anular.

Los diamantes se encuentran fijados firmemente en una capa de metal blando, en encajes perforados en la corona, resaltando por debajo de esta y - también por las superficies interior y exterior, lo suficiente para asegurar un corte de dimensiones lo bastante grandes para permitir el avance - de la corona y el vástago (o tubo).

El mismo resultado se consigue con el procedimiento de la Sonda Rotativa- de Perdigones, en la cual se emplean partículas de fundición enfriadas — llamadas Perdigones se hechan sueltos en su orificio y se les obliga a — gastar la roca por medio de la rotación de la corona.

Estos procedimientos aunque costosos son los únicos que son capaces de dar testigos o muestras exactas de roca.

Los sondeos realizados permitieron llegar a las siguientes conclusiones:

Las características de los materiales que forman las márgenes y el fondo del cauce son las siguientes:

El fondo está constituido por una capa de 50cms de espesor promedio de limos grava y arena.

El lecho de Cimentación de las pilas quedará localizado en la Cota: 43.97 sobre una capa de cantos rodados, a los cuales se los puede considerar una resistencia de 60 Ton/m^2.

El Lecho de cimentación para los estribos estará localizado sobre la Cota 49.82 sobre un material de las mismas características del anterior.

E S T U D I O S D E T R A N S I T O:

Vías de Comunicación Existentes:

Actualmente se encuentra completamente terminada la Carretera Federal México-Tuxpan-Tampico que atraviesa las poblaciones de Tempoal y Pánuco en el Estado de Veracruz.

También se encuentra con el camino denominado comúnmente como "La Brecha", camino que originalmente fué construido por la Cía. Mexicana de Petróleo El Aguila y la Cía. Petrolera La Huasteca. Ese camino servía únicamente a los intereses de esas empresas, posteriormente ha venido desempeñando la función de un camino vecinal que comunica las poblaciones de Potrero del Llano Cerro Azul, Naranjos, San Diego, La Laja, Mata Redonda y Pueblo Viejo (Villa Cuauhtémoc); todas ellas en el Estado de Veracruz.

Como accesos al Puente se encuentran en la actualidad las terracerías ya existentes, así como los caminos que comunican pozos de petróleo ubicados en la zona del cruce y por ambas márgenes.

El camino en cuestión sirve para comunicar poblaciones de potencial económico fuerte, debido en gran parte a su ganadería y su industria altamente desarrolladas. Este mismo camino por sus características atraerá gran parte del tráfico de paso de los caminos antes mencionados, ya que su velocidad de operación es de 80 kph, y ofrece mayor seguridad en su recorrido por las características de construcción del camino.
Las cargas que soportará el puente serán del tipo H_{15} -S_{12} - 44 en dos bandas de circulación.

E S T U D I O S H I D R A U L I C O S:

Los Datos Obtenidos de estos Estudios fueron los siguientes:

NIVEL DE AGUAS MINIMAS (NAMIN)	48.35	m.
" " " MAXIMAS ORDINARIAS (NAMO)	50.29	"
" " " " EXTRAORDINARIAS (NAME).	53.43	"
" " " " " EXCEPCIONALES	53.60	"

La pendiente Hidráulica medida en el cruce durante la creciente máxima, medida sobre sus huellas fué 0.002432
El nivel de aguas en el cruce al determinar la pendiente 53.43
Los coeficientes de rugosidad empleados para calcular el gasto de la corriente fueron los siguientes:

SECCION AUXILIAR (1) (Aguas Arriba).	0.035
SECCION AUXILIAR (2) (Aguas Arriba).	0.040
SECCION EN EL CRUCE	0.033

Las crecientes máximas ordinarias son anuales y su duración es de 4 a 6 horas.
Las crecientes extraordinarias tienen una frecuencia de cada 5 años y la duración es de 10 a 24 horas.
La creciente excepcional más reciente se verificó en el mes de septiembre del año de 1955, coincidiendo ésta con la aparición en las poblaciones comprendidas en la Segunda Región de la Costa del Golfo de México del ciclón Hilda.La fuente de información fueron los habitantes de la región.

La época del año en que se presentan las aguas máximas ordinarias está comprendida dentro de los meses de agosto a octubre ; desprendiéndose de esto que la época de estiaje del río es de noviembre a julio.

Los materiales que arrastra el río son troncos y árboles con un diámetro entre los 35 y los 90 cms., y longitudes que varían entre los 4 y 12 metros.

CALCULOS HIDRAULICOS:

ESTACION	L	T	T + T	T/2	A	P. M.
134 + 318.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
318.91	0.910	0.47	0.47	0.24	0.22	
320.30	1.39	1.49	1.96	0.98	1.36	
323.34	3.04	3.47	4.96	2.48	7.54	
325.41	2.07	5.29	8.76	4.38	9.07	
331.57	6.16	6.18	11.47	5.74	35.36	
336.00	4.43	5.94	12.12	6.06	26.85	
339.26	3.26	5.89	11.83	5.92	19.30	
341.72	2.46	5.76	11.65	5.83	14.34	
343.61	1.89	6.13	11.89	5.95	11.25	
345.22	1.61	6.31	12.44	6.22	10.01	
348.32	3.10	5.91	12.22	6.11	18.94	
351.07	2.75	5.24	11.15	5.58	15.34	
353.49	2.42	4.15	9.39	4.69	11.35	
357.12	3.63	3.71	7.86	3.93	14.27	
358.20	1.08	3.13	6.84	3.42	3.69	
360.33	2.13	1.59	4.72	2.36	5.03	
360.81	0.48	1.28	2.87	1.48	0.71	
363.49	2.68	0.91	2.19	1.09	2.92	
366.54	3.05	0.62	1.53	0.76	2.32	
367.81	1.25	0.48	1.10	0.55	0.70	
368.51	0.70	0.00	0.48	0.24	0.17	
					210.74	59.92

En esta tabla tenemos que :

L = Distancia
T = Tirante
T + T= Suma de Tirantes
T/2 = Tirante Medio
A = Area
P. M.= Perímetro Mojado.

Una vez obtenidos tanto el área como el perímetro mojado procederemos al cálculo de la velocidad y el gasto en la sección del cruce:

FORMULA DE MANNING:

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

en donde: v= velocidad del agua
r= radio hidráulico
s= pendiente hidráulica
n= coeficiente de rugosidad del fondo

$A = 210.74\ m^2.$

$r = \frac{A}{P} = \frac{210.74}{59.92} = 3.517$ m.

$s = 0.002432$

$n = 0.033$

P = 59.92 m (Perímetro Mojado)

$(r)^{2/3} = 2.312$

$(s)^{1/2} = 0.04932$

$v = \frac{2.312 \times 0.04932}{0.033} = 3.45$ m/seg.

$Q = A \times v$ donde Q = Gasto de la corriente
A = Area
v = Velocidad

$Q = 210.74 \times 3.46 = 728.19\ m^3/seg.$

SECCION HIDRAULICA AUXILIAR # 1.

Esta se encuentra localizada a 890 mts., Aguas Arriba del cruce. Como el procedimiento para calcular la velocidad del agua fué el mismo que el anterior; así como el área de la presente sección y la siguiente fueron obtenidas de la misma manera proseguiremos con los cálculos correspondientes omitiendo la tabla anterior.

Area = 189.75 M^2 Perímetro Mojado = 67.24 m.

Radio Hidráulico (r) = $\frac{189.75}{67.24} = 2.822$ m.

$r^{2/3} = 1.992$ $s^{1/2} = 0.04932$

Pendiente (s) = 0.002432

Coeficiente de Rugosidad (n) = 0.035

$$v = \frac{1.992 \times 0.04932}{0.035} = 2.807 \text{ m/seg.}$$

$Q = A \times v = 189.75 \times 2.807 = 532.63\ m^3/seg.$

SECCION HIDRAULICA AUXILIAR # 2.

Localizada a 427 mt., Aguas Arriba del eje de cruce.

Area = 194,28 m^2. Perímetro Mojado = 61.47 m.

Radio Hidráulico = $\frac{194.28}{61.47}$ = 3.160

$r^{2/3} = \overline{3.160}^{2/3}$ = 2.155

Pendiente s = 0.002527 $s^{1/2}$ = 0.05024

Coeficiente de Rugosidad = 0.040

$$v = \frac{2.155 \times 0.05024}{0.040} = 2.706 \text{ m/seg.}$$

$Q = A \times v = 194.28 \times 2.706 = 525.85 \text{ m}^3/\text{seg.}$

El área reducida por las pilas a la sección hidráulica, en el eje de cruce provocará un remanso, el cual podría afectar la zona cercana al cruce por el lado de aguas arriba. Consecuentemente procederemos a calcular someramente el remanso.

1.- El Area reducida por las pilas es = 38.75 mt^2.

2.- " " Hidráulica en la sección del cruce es: 210.74 m^2.

3.- " " Resultante será : 210.74 - 38.75 = 171.99 m^2.

4.- " Gasto en la Sección del cruce es : 728.19 m^3/seg.

La velocidad (v_1) en esa sección ya con la reducción de las pilas será:

$$v_1 = \frac{Q}{A} = \frac{728.19}{171.99} = 4.23 \text{ m/seg.}$$

La velocidad original del agua sin la reducción de las pilas es:

v_2 = 3.46 m/seg.

La altura del remanso se puede obtener por medio del teorema de Bernoulli; una vez hecho esto y haciendo el despeje de la altura del remanso (h) obtenemos lo siguiente :

$$h = \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g}$$

$$h = \frac{4.23^2 - 3.46^2}{2 \times 9.81} = 00.30 \text{ m.}$$

donde g = fuerza de aceleración de la gravedad.= 9.81 m/seg^2.

Esta altura de remanso no alcanza a afectar las propiedades aledañas.

CALCULO Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA:

I) DATOS GENERALES:

Claro Teórico.	15.00 m.
Ancho de la Calzada	7.00 m.
Ancho de la Banqueta	0.80 m.
Parapeto de Vigas	150. 00 K/m.l.
Carga de Proyecto	$H_{15}-S_{12}-44$
Concreto Simple	2,300 kg/m^3
Concreto Armado	2,400 "

II) MOMENTOS EN EL VOLADIZO:

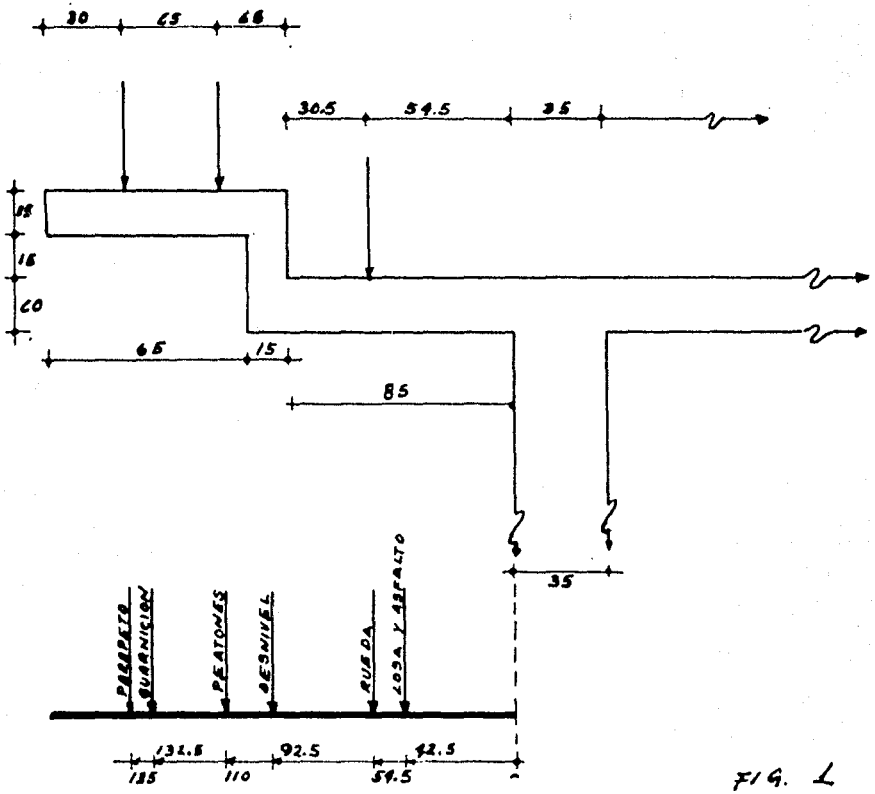


FIG. 1

1) Momentos por carga muerta (ver fig.1).

DESCRIPCION		CALCULO	VALOR	BRAZO DE PALANCA	MOMENTO
Carga	Parapeto	Dato	150	1.350	203
"	Guarnición	1x0.15x0.65x2,400	234	1.325	310
"	Desnivel	1x0.15x0.50x2,400	180	0.925	167
"	Losa	1x0.20x0.85x2,400	408	0.425	173
"	Asfalto	1x0.85x20	17	0.425	7
		SUMA DE MOMENTOS.....			800 Kgm.

El espesor de la Losa será de 20 cm., valor que será comprobado poste-- riormente.

2) Cálculo del Momento en el Voladizo con Carga Viva:

a) Carga Móvil e impacto:

Consideraciones Generales:

1.- En el diseno de losas, la carga de una rueda deberá considerar plicada a 30.5 cms. de distancia de la cara de la guarnición.(-- Esp.AASHO 1.3.2,h). Ver fig. 1.

2.- El Ancho de Distribución se considera dado por la siguiente fórmula:

$$E = 0.8\ x + 3.75 \text{ (AASHO 1.3.2,h).}$$

donde E = Ancho de Distribución.

x = Distancia de la cara de la nervadura a la carga móvil(en ft).

$$E = 0.8 \times 1.79 + 3.75 = 5.18 \text{ ft} = 1.59 \text{ m.}$$

$$E = 1.59 \text{ m.}$$

3.- Impacto: Lo consideramos como un 30% de la carga viva.

4.- Momentos por carga móvil e Impacto:

$$M_{CMI} = \frac{P \cdot x \cdot I}{E}$$

Donde P = Carga Viva (peso de una rueda) = 5,440 kg.

x = Distancia de la cara de la nervadura a la carga = 0.545 m.

I = Coeficiente de Impacto = 1.3

E = Ancho de Distribución: = 1.59 m.

$$M_{CMI} = \frac{5440 \times 0.545 \times 1.3}{1.59} = 2424 \text{ kg-m.}$$

b) Carga de Peatones:

Las Especificaciones de la AASHO, en su párrafo 1.2.11, a, nos marcan que la carga viva sobre la guarnición dada por los peatones será :

Para claros de 26' a 100' - - - - - - - - - - - - - - 60 lbs/ft^2.

Nuestro claro es de 15 m. o lo que es lo mismo 49.2 ft. nuestra carga será de - 293.0 kg/m^2.

Esta carga se va a distribuir sobre una banda de 0.50 m. de ancho y a lo - largo de toda la guarnición por lo que nuestra carga será :

$w_L = 293 \times 0.5 = 146.5$ kg x mt.l.

El momento será :

$M_p = w_L \times d$ donde d = distancia de la cara de la nervadura a la carga.

$M_p = 146.5 \times 1.1 = 161$ kg - m.

3.- Resumen de Momentos en el Voladizo:

Momento por carga muerta M_{cm}	860 kg-m.
Momento por carga móvil e Impacto M_{CMI}	2424 "
Momento por carga de Peatones M_p	161 "
MOMENTO TOTAL EN VOLADIZO (SUMA)	3445 kg-m.

III) MOMENTOS AL CENTRO DEL CLARO

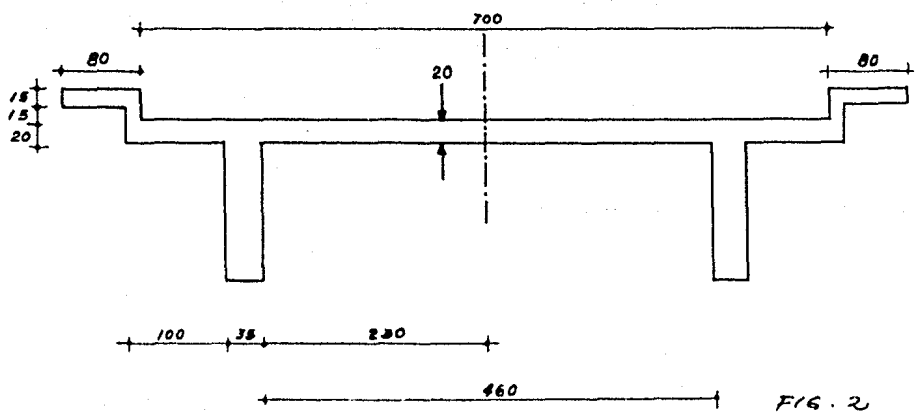


FIG. 2

1.- Carga Muerta:

$w = 1 \times 1 \times 0.20 \times 2,400 + 20 \times 1 \times 1 = 500$ kg/ m.l.

(Siendo la carga de 500 kg/m.l. la carga muerta por metro cuadrado de losa incluido el asfalto).

El momento por carga muerta es el siguiente:

$Mom = \frac{w \times S^2}{10} =$ donde: S = claro entre paños de las nervaduras = 4.60 m. (Fig. 2)

$M_{cm} = \frac{500 \times (4.6)^2}{10} = 1058$ kg-m.

2.- Carga móvil e impacto:

a.- Ancho de Distribución:

Para claros mayores de 7 ft., el ancho (E) de Distribución ---- será :

E = 0.4S + 3.75 (AASHO 1.3.2,c)

$S = \frac{4.60}{0.305} = 15.1$ ft (mayor que 7 ft)

E = 0.4 x 15.1 + 3.75 = 9.79 ft. = 2.98 m.

b.- El Impacto será considerado como el 30% de la carga viva.

c.- El Momento por Carga Móvil e Impacto es:

$M_{CMI} = \frac{P \times S \times I}{5\ E}$

$= \frac{5440 \times 4.60 \times 1.30}{5 \times 2.98} = 2183$ kg-m.

3.- Resumen de Momentos al Centro del Claro:

Momento por carga muerta	M_{cm} = 1058	kg-m.
Momento por carga móvil e Impacto	M_{CM_I} = 2183	"
MOMENTO TOTAL (SUMA)	3241	"

IV) COMPARACION DE MOMENTOS:

Momentos en el Voladizo	3,445	k-m.
Momento en el centro del claro	3,241	kg-m.

Procederemos a calcular la losa con el momento mayor, o sea con el momento voladizo.

V) CONSTANTES DEL CONCRETO PARA EL DISEÑO DE LA LOSA:

$f'_c = 180\ kg/cm^2$

$f_c = 0.35\ f'_c = 0.35 \times 180 = 63\ kg/cm^2.$

$f_s = 1265\ kg/cm^2.$

$$\left.\begin{array}{l} k = 0.428 \\ j = 0.858 \\ c = 0.295 \end{array}\right\} \text{const. concreto.}$$

VI) DISEÑO DE LA LOSA:

A.- Cálculo del peralte:

El cálculo del peralte se hará por medio de la siguiente fórmula:

$$d = c\sqrt{\left(\frac{M}{b}\right)} \qquad \text{en donde: } M = 3445\ kg\text{-}m.$$

$$b = 100\ cm.$$

$$c = 0.295$$

$$d = 0.295\ \sqrt{\left(\frac{344500}{100}\right)} = 17.3\ cm.$$

Dando un recubrimiento al refuerzo de 2.7 cm. tendremos:

$h = 17.3 + 2.7 = 20$ cms.

B.- Acero de Refuerzo Principal:

Para el cálculo del acero principal emplearemos la siguiente fórmula:

$$A_s = \frac{M}{f_s \times j \times d} \qquad \text{donde: } M = 3445\ kg\text{-}m.$$

$$f_s = 1265\ \text{"}$$

$$j = 0.858$$

$$d = 17.3\ cm.$$

$$A_s = \frac{344500}{1265 \times 0.858 \times 17.3} = 18.35\ cm^2.$$

El refuerzo principal para la losa será dado con varillas de 5/8" ϕ; con un área de 1.99 cm^2.

La separación de las varillas será:

$$s = \frac{100 \times 1.99}{18.35} = 10.8\ cm. \qquad \text{c.a.c.}$$

C.- Acero de Distribución:

El párrafo (1.3.2,e) de la AASHO indica que para prevenir la distribución lateral de las cargas vivas concentradas, el refuerzo será dado para este fin, por un porcentaje del refuerzo principal requerido por el momento positivo, y se obtendrá dicho porcentaje por medio de la siguiente fórmula:

$$P = \frac{100}{\sqrt{S}}$$

Sin llegar a exceder del 50%.

donde: P = porcentaje del acero de refuerzo

S = claro de la losa en ft. = 15.1 ft.

$$P = \frac{100}{\sqrt{15.1}} = 25.7\%$$

El área de acero para distribución será:

$$A_d = 18.35 \times 0.257 = 4.71 \text{ cm}^2.$$

Que con varillas de 1/2" ø quedarán separadas a :

$$s = \frac{100 \times 1.27}{4.71} = 27 \text{ cms. c.a.c.}$$

E.- Acero de Temperatura:

El párrafo 707 del ACI recomienda disponer refuerzo de temperatura y retracción de fraguado en sentido perpendicular al refuerzo principal; la separación no deberá exceder de los 45cm.

$A_t = 0.0015 \times b \times d$ donde: b = ancho de la losa

d = peralte de la losa.

$At = 0.0015 \times b \times d = 0.0015 \times 100 \times 17.3$

$A_t = 2.59 \text{ cm}^2.$

con varilla de 1/2 ø se tendrá una separación de:

$$\frac{100 \times 1.27}{2.59} = 49 \text{ cm. c.a.c.}$$

como 49 es mayor que 45 cm., que son los necesarios, cumpliremos con lo especificado.

VII) DISEÑO DE LA BANQUETA:

1.- Momento por carga viva:

$$M_{cv} = \frac{w \times l}{2} = (146.4 \times \overline{0.35}^{2})/2 = 90 \text{ kg-m.}$$

2.- Momento por peso propio:

$$M_{p_p} = 0.65 \times 0.15 \times 1 \times 2{,}400 \times 0.325 = 76 \text{ kg-m.}$$

3.- Momento del parapeto:

$$M_p = 150 \times 0.50 = 75 \text{ kg-m.}$$

4.- Suma de Momentos:

M_{cv} = ...	90	kg-m.
M_{p_p} = ...	76	"
M_p = ...	75	"
Momento Total M_t	241	"

5.- Cálculo del peralte:

$$d = c \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.295 \sqrt{\frac{24100}{100}} = 4.59 \text{ cm.}$$

Daremos un espesor de 15 cm. La razón de esto es debido a que las especificaciones de la AASHO en su párrafo 1.1.9 nos indican que deberá ponerse como mínimo un espesor de 6", para banquetas; quedando incluido en esos quince cm. un espesor de 2.5 cm. para recubrimiento.

6.- Acero de Refuerzo:

$$A_s = \frac{M}{f_s \times j \times d} = \frac{24100}{1265 \times 0.858 \times 12.5} = 1.43 \text{ cm}^2.$$

Empleando varilla de 1/2" ∅ la separación de las varillas será:

$$\frac{100 \times 1.27}{1.43} = 89 \text{ cm.} \quad \text{c. a. c.}$$

Como esta distancia es muy grande se colocarán las barras de refuerzo a distancia que equivalga al doble de la separación del refuerzo principal, para de esa manera poder prolongar dichas varillas.

VIII) VARIACION DE MOMENTOS:

Para ahorrar en el acero de refuerzo empleado en el armado de las losas, procuraremos evitar el prolongar las varillas más allá de donde son necesarias. Suponiendo que la variación de los momentos es parabólica tendremos:

1.- Variación del Momento Positivo:

a.- Momentos en El Centro del Claro:

Las Especificaciones de la AASHO (1.3.2,c) estima el momento positivo máximo por carga móvil mediante la fórmula:

$$M_{CMI} = 0.2 \frac{P\ S\ I}{E}$$

$$= 0.2 \frac{5440 \times 4.60 \times 1.3}{2.98} = 2183 \text{ kg-m.}$$

Si la losa funcionase como simplemente apoyada el momento sería:

$$M'_{CMI} = 0.25 \frac{P\ S\ I}{E}$$

$$= 0.25 \frac{5440 \times 4.60 \times 1.3}{2.98} = 2729 \text{ kg-m.}$$

La diferencia entre los momentos anteriores será la que nos dará el momento de empotramiento:

$$M'_{CMI} - M'_{CMI} = M_E = 2183 - 2729 = -546 \text{ kg-m.}$$

El momento positivo por carga muerta es:

$$M_{cm} = \frac{w\ S^2}{10} = \frac{500 \times 4.6^2}{8} = 1058 \text{ kg-m.}$$

Si la losa fuese simplemente apoyada el momento por carga muerta sería:

$$M'_{cm} = \frac{w\ S^2}{8} = \frac{500 \times 4.6^2}{8} = 1322 \text{ kg-m.}$$

La diferencia entre estos dos momentos es:

$$M_{cm} - M'_{cm} = 264 \text{ kg-m.}$$

Que es el momento de empotramiento por carga muerta.

La longitud necesaria para absorver el momento máximo por las barras de refuerzo, será dada por la siguiente fórmula:

$$x = \frac{S}{2} - \frac{\frac{M_c}{2}}{M_c + M_e}$$

siendo: S = Claro entre nervaduras

Mc = Momento total en el centro del claro

M_e = Momento total en los empotramientos.

$$x = \frac{4.60}{2} - \frac{\frac{3,241}{2}}{3,241 + 811} = 1.45 \text{ m.}$$

Ahora bien las Especificaciones de la AASHO indican que el refuerzo se deberá continuar 15 diámetros o 1/20 del claro más delante de lo que indiquen los cálculos. (1.7.5,e-3; AASHO).

$$15 \times 1.99 = 29.8 \text{ cms.}$$

$$\frac{4.60}{20} = 23.0 \text{ cms.}$$

De donde la longitud total de las barras será:

$$x = 1.45 + 23 = 1.68 \text{ m.}$$

$$L = 1.68 \times 2 = 3.36 \text{ m.}$$

La otra mitad de las barras se prolongarán 10 diámetros más allá de la cara del empotramiento, y así su incremento será:

Incremento = 10 x 1.99 = 19.9 cm.

2.- Variación del momento negativo:

a.- Momentos en el centro del claro:

Momento por Carga Móvil e Impacto:

$$M_{CMI} = \frac{P\ S\ I}{20E}$$

$$= \frac{5440 \times 4.60 \times 1.30}{20 \times 2.98}$$

$$= 546 \text{ kg-m.}$$

Momento por carga muerta:

$$Mcm = \frac{w \times S^2}{40}$$

$$= \frac{500 \times 4.6^2}{40}$$

$$= 265 \text{ kg-m.}$$

Momento Total:

$$M_{CMI} + M_{cm} = 546 + 265 = 811 \text{ kg-m.}$$

b.- Momentos en el Empotramiento (Ver cálculo de momentos en el voladizo).

Momento por carga móvil e Impacto:

$$M_{CMI} = PxXxI/E = \frac{5440x0.545x1.3}{1.59}$$

$$= 2,424 \text{ kg-m.}$$

Momento por carga muerta = 860 kg-m.
Momento por carga peatones = 161 "
MOMENTO TOTAL = 3545 "

Cumpliendo con lo citado en el párrafo 1.7.5,e-3 de las especificaciones de la AASHO tenemos que :

$$x = \frac{4.60}{2} \quad \frac{811}{4356} = 0.99 \text{ m.}$$

$$= 0.99 + 23 = 76 \text{ cm.}$$

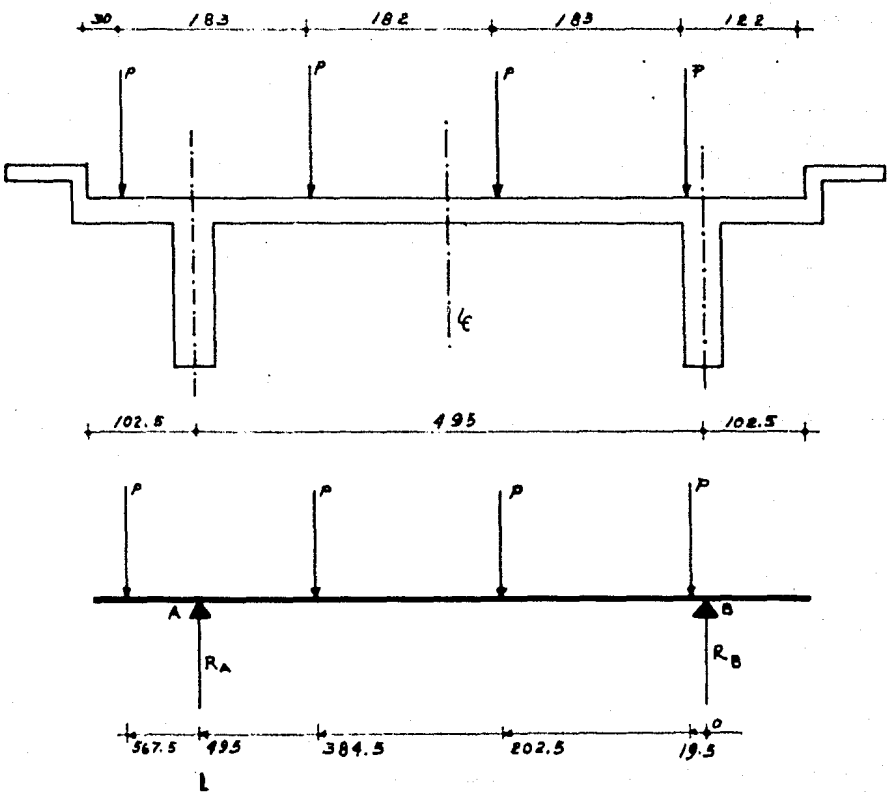
$$L = 350 + 0.15 - 0.11 - 0.75 = 2.79 \text{ m.}$$

Todo este armado es la distribución teórica de las barras, en los planos se hará una distribución que se pueda considerar más práctica.

D I A F R A G M A S :

El ancho de distribución de las cargas se reduce cuando una de ellas se aproxima al extremo de la losa; debido a ello es conveniente diseñar lo que se llama Diafragma tanto en los extremos del claro como en el centro del mismo. Además proporciona una resistencia considerable a la torsión en las trabes principales.

Cálculo del Cortante por Carga Móvil sobre el Diafragma Central:



$M_B = 0 = P(5.675 + 3.845 + 2.025) - R_A \times 4.95 - 0.195\ p$

$R_A = 11.35\ P/4.95$

$R_A = 12.47$ Ton.

La Fuerza cortante por carga móvil será :

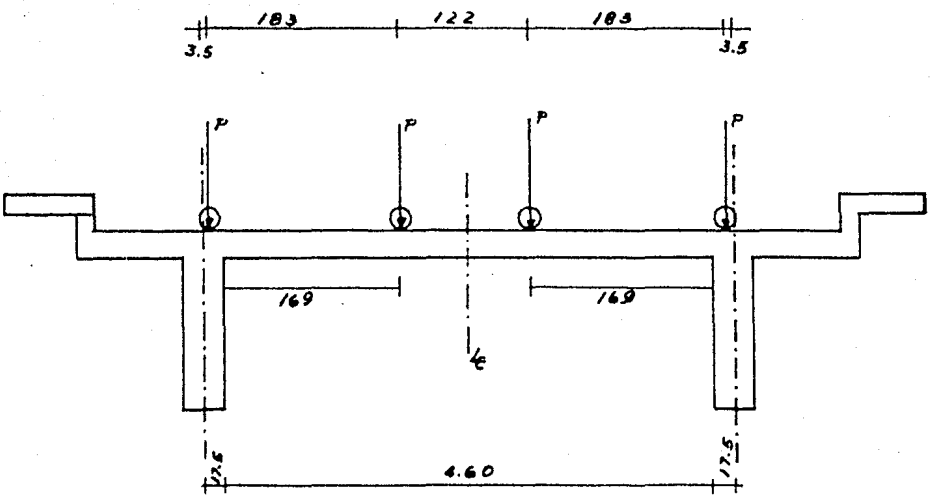
$V = 12.47 - 5.44 = 7.03$ Ton.

El cortante por carga móvil más Impacto será:

$V_{CMI} = 7.03 \times 1.3 = 9.14$ Ton.

Esto ocurre cuando la posición de las cargas es más desfavorable (Fig.)

CALCULO DEL MOMENTO POR CARGA MOVIL SOBRE EL DIAFRAGMA CENTRAL:



Para este cálculo se procederá a colocar las cargas en una posición tal que produzca las máximas solicitaciones para Momento; Fig.

El momento por carga Móvil será:

$$M_{CMI} = P \times 1.69 \times 1.30 = 5.44 \times 1.69 \times 1.30 = 11.95 \text{ ton-m.}$$

A continuación procederemos a diseñar el diafragma, para ello supondremos las dimensiones del diafragma:

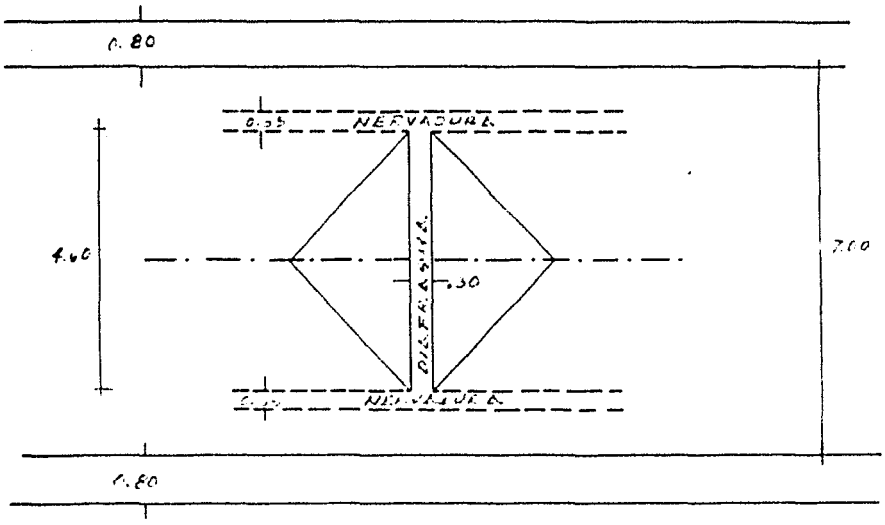
Ancho = 0.30 m

Peralte = 1.20 m.

Peso Propio = 1.20 x 0.30 x 4.60 x 2.4 = 3.97 Ton.

Peso de la Losa y Asfalto:=

$$\frac{4.60^2}{2} (0.20 \times 2.4 + 0.02) = 5.29 \text{ Ton.}$$



Momento por carga muerta:

$w \times l = 3.97$ (peso del diafragma)

$w' \times l = 5.29$ (peso de losa más el del asfalto)

$$M_{cm} = \frac{wl^2}{8} + \frac{w'l^2}{6} =$$

$$= \frac{3.97 \times 4.6}{8} + \frac{5.29 \times 4.6}{6} = 7.22 \text{ Ton-m.}$$

El cortante por carga muerta será:

$$V_{cm} = 0.5\ (3.97 + 5.29\ ) = 4.63 \text{ ton.}$$

RESUMEN DE MOMENTOS:

Momentos por carga móvil e Impacto - - - - - - - - - - - -	=	11.95 Ton-m.
Momento por carga muerta - - - - - - - - - - - - - - - - - -	=	7.22 "
MOMENTO TOTAL -	=	19.17 "

RESUMEN DE CORTANTES:

Cortante por carga móvil e impacto - - - - - - - - - - - -	=	9.14 Ton
Cortante por carga muerta - - - - - - - - - - - - - - - - -	=	4.63 "
CORTANTE TOTAL -	=	13.77 Ton.

REVISION POR CORTANTE:

Aplicando la siguiente fórmula encontraremos el cortante unitario (v) a que estará sujeta la pieza.

$$v = \frac{V_T}{b \times j \times d}$$

donde $V_T = 13,770$ kg.
$b = 30$ cm.
$j = 0.858$
$d = 130$ cm.

$$v = \frac{13770}{30 \times 0.858 \times 130}$$

$$= 4.46 \text{ kg/cm}^2.$$

REVISION POR MOMENTO:

El área de acero necesaria será:

$$A_s = \frac{M_T}{f_s \times j \times d}$$

donde $M_T = 19,170$ kg-m.
$f_s = 1265$ kg/cm^2
$j = 0.858$
$d = 120$ cm.

$$A_s = \frac{1917000}{1265 \times 0.858 \times 120}$$

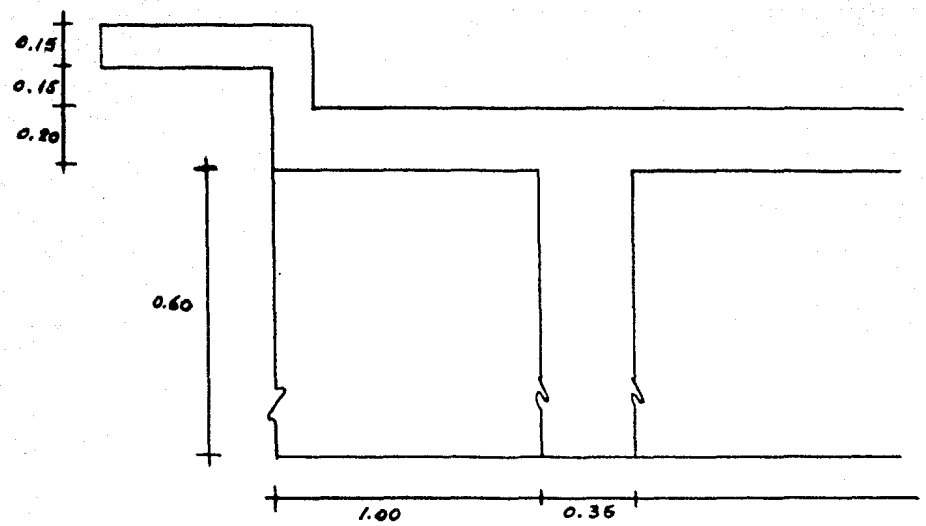
$$A_s = 14.71 \text{ cm}^2.$$

Utilizando varillas de 5/8" ø el número de varillas será:

$$\text{vars} = \frac{14.71}{1.93} \quad 7.6 \text{ vars.}$$

Se colocarán 8 varillas de 5/8" ø en dos lechos de 4 varillas cada uno.

MENSULAS EXTREMAS:



I.- Momento por Carga Móvil e Impacto:

$M_{CMI} = 5.44 \times 1.30 \times 0.72 = 5.09$ Ton.M.

II.-) Cortante por Carga Móvil e Impacto:

$V_{CMI} = 5.44 \times 1.30 = 7.07$ Ton-m.

III.-Momento por peso propio:

$M_{pp} = 1 \times 0.65 \times 0.30 \times 0.50 \times 2.4 = 0.195$ ton-m.

IV.-Cortante por peso propio:

$V_{pp} = 1 \times 0.65 \times 0.30 \times 2.4 = 0.468$ Ton.

RESUMEN DE CORTANTES:

Cortante por Carga Móvil e Impacto	7.07	ton-m.
Cortante por peso propio	0.47	"
CORTANTE TOTAL	7.54	"

RESUMEN DE MOMENTOS:

Momento por Carga Móvil e Impacto	5.09	"
Momento por peso propio	0.20	"
MOMENTO TOTAL	5.29	"

PERALTE Y ACERO DE REFUERZO:

Obtendremos a continuación el peralte de la ménsula aplicando la siguiente fórmula:

$d = c\sqrt{\frac{M}{b}}$ donde $M = 529000$ kg-cm.

$b = 30$ cm.

$d = 0.295\sqrt{\frac{529000}{30}}$

$d = 39.2$ cm.

El peralte por cortante será:

$V = d \times b \times j \times v$ donde: V = Cortante total = 7540 kg.

b = ancho de la ménsula = 30cm.

j = constante del concreto = 0.858

v = cortante unitario permisible en el concreto = 5.4 kg/cm^2.

d = peralte de la ménsula, cantidad que desconocemos.

Despejando el peralte de la fórmula mencionada tendremos:

$$d = \frac{V}{b \times j \times d} = \frac{7540}{30 \times 0.858 \times 5.4}$$

$$d = 54.24 \text{ cm.}$$

Por ser el peralte obtenido por cortante mayor que el obtenido por momento flexionante, será áquel el que emplearemos para obtener el área necesaria de acero de refuerzo.

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

donde $M = 529000 \text{ cm}^2$

$f_s = 1265 \text{ kg/cm}^2$

$j = 0.858$

$d = 54.54$

Sustituyendo los valores arriba dados tendremos:

$$A_s = \frac{529000}{1265 \times 0.858 \times 54.5} = 8.99 \text{ cm}^2.$$

Las barras necesarias serán:

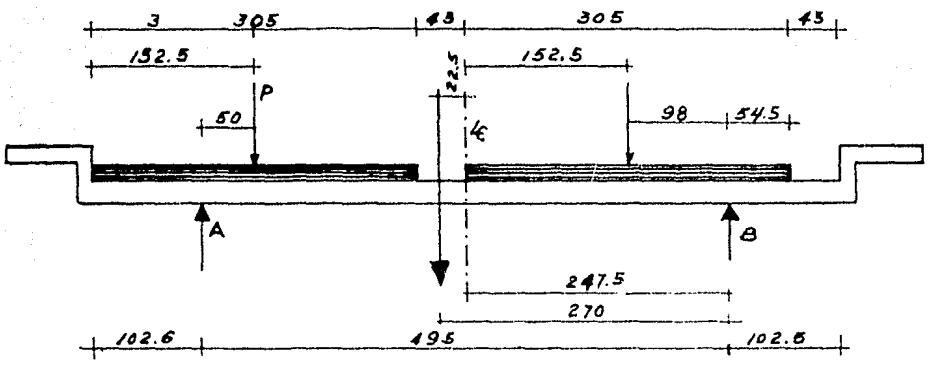
$$\text{Vars.} \frac{8.99}{1.93} = 4.65 \text{ vars.}$$

Se emplearán var.s de 5/8" de ϕ . Los estribos se emplearán para armar, ya que son no requeridas por cortante.

DISEÑO DE LAS NERVADURAS:

1.- Distribución de Cargas:

En la figura siguiente se puede observar la distribución de cargas que produce las máximas solicitaciones:



2.- Factor de Concentración:

Suponiendo que en un momento dado una nervadura puede soportar más carga que la otra, ya sea porque los camiones se acerquen más a una banda de circulación o a otra, se hace necesario hacer un estudio de la distribución de cargas (Fig.) así como del Factor de Concentración: Este factor está dado por la siguiente fórmula:

$$C = \frac{R_A}{P} = 2\,\frac{270}{495} = 1.0909$$

3.- Coeficiente de Impacto:

Las Especificaciones de la AASHO en su párrafo 1.2.12-c nos indican por medio de la siguiente fórmula el incremento por impacto:

$$I = \frac{50}{L + 125}$$

en donde I = Porcentaje de Impacto

L = Claro de la nervadura (en ft.)

Substituyendo tendremos:

$$I = \frac{50}{49.21 + 125}\ 1.29$$

4.- Posición de la Resultante:

Encontraremos la posición de la resultante que nos produsca las máximas solicitaciones para momento máximo.

La Resultante (R) de las cargas o tren de cargas será:

$$R = 2.72 + 10.90 + 10.90 = 24.52 \text{ Ton.}$$

Partiendo del conocido enunciado "Suma de momentos de las cargas es igual a l momento de la resultante", tendremos:

$$R^{\cdot}\ x = 10.90\ (4.27 + 8.54) = 139.63 \text{ Ton-m.}$$

$$x = \frac{M}{R} = \frac{139.63}{24.52} = 5.69 \text{ mt.}$$

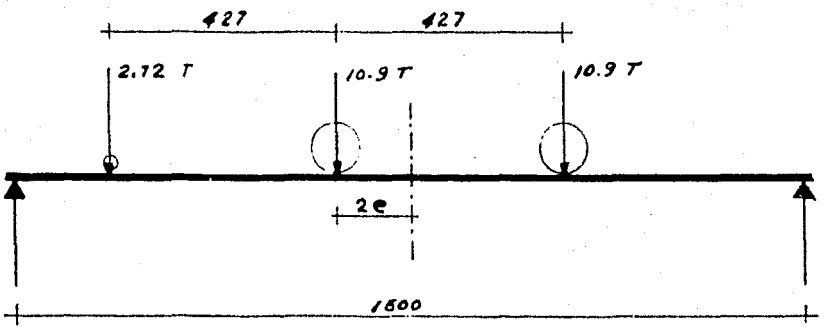
La excentricidad (e) con respecto al centro o la mitad de la nervadura es:

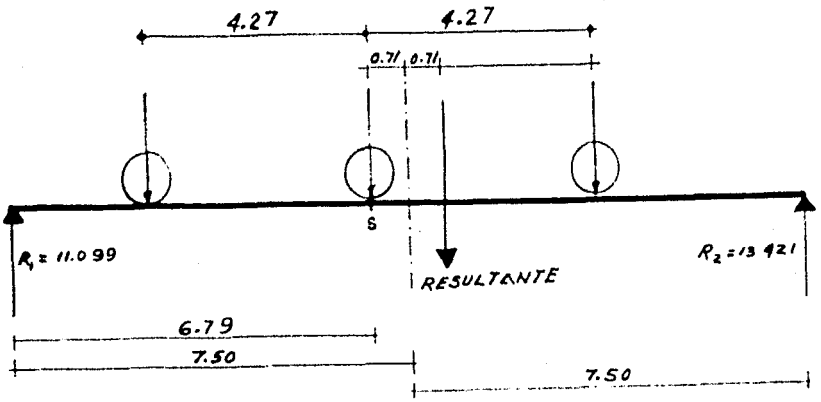
$$2e = 5.69 - 4.27 = 1.42 \text{ m.}$$

$$e = 1.42/2 = 71 \text{ cm.}$$

La distancia que hay de un apoyo a la carga bajo la cual se produce el momento máximo es:

$$x = \frac{L}{2} - \frac{2e}{2} = \frac{15.00}{2} - 71 = 6.79 \text{ m.}$$





5.- **Momento Máximo:**

Procederemos ahora a encontrar el momento máximo máximorum:

$$M_{max} = 11.099\ (7.50) - 2.72\ (4.98) - 10.90\ (0.71) = 61.96 \text{ ton-m.}$$

Este es el momento máximo al centro del claro. Ahora calcularemos el momento máximo en la sección (D)

$$M_{max_D} = 11.099\ (6.79) - 2.72\ (4.27) = 63.75 \text{ ton-m.}$$

Que el momento mayor.

6.- Carga muerta que se encuentra obrando sobre la nervadura:

Peso de la losa: 3.65 x 0.20 x 1.0 x 2.4	1.752	ton/m.
Peso del asfalto: 3.50 x 1.00 x 0.020	0.070	"
Peso de las Cartelas: 1 x 0.10 x 0.10 x 2.4	0.024	"
Parapeto y Guarnición	0.470	"
Carga muerta total	2.316	"

7.- Peso propio de la Nervadura:

Suponiendo que la nervadura tendrá una altura de 1.50 m., valor que se comprobará a posteriori, tendremos:

$$CM_N = 1.50 \times 0.35 \times 1.00 \times 2.4 = 1.26 \text{ ton./m.lineal}$$

8.- Peso propio del diafragma central de cada nervio:

$$CM_D = \frac{4.60 \times 0.30 \times 1.0 \times 2.4}{2} = 1.38 \text{ ton.}$$

9.- Momento Debido a la Carga Muerta:

a.- Momento por carga muerta obrando sobre la nervadura:

$$M_L = w_1 \times l^2/8 = 2.32 \times (15)^2/8 = 65.24 \text{ Ton-m.}$$

$$M_N = w_2 \times L^2/8 = 1.26 \times (15)^2/8 = 35.44 \quad "$$

$$M_D = P \times L/4 = 1.38 \times 15\ /4 = 5.18 \quad "$$

El momento total al centro será:

$$M_T = M_L + M_N + M_D = 105.86 \text{ Ton-m.}$$

10.- Momento por carga muerta en la Sección D.

Este momento será:

$$R_A = \frac{w_1 L}{2} + \frac{w_2 L}{2} + \frac{1.38}{2} =$$

$$= \frac{2.32 \times 15}{2} + \frac{1.26 \times 15}{2} + 0.69$$

$$= 27.54 \text{ Ton.}$$

$$M_D = - 27.54 \times 8.21 + 3.58 \times 8.21 \times 4.105 + 1.38 \times 0.71$$
$$= - 98.4 \text{ Ton-m.}$$

11.- Incrementando el Momento Máximo Maximorum por Carga Móvil en la Sección D, con el Factor de Concentración y el coeficiente de Impacto - obtendremos:

$$M_{CMI} = 63.75 \times 1.29 \times 1.0909 = 89.43 \text{ Ton-m.}$$

Haciendo lo mismo al centro de la nervadura tendremos:

$$M'_{CMI} = 61.96 \times 1.29 \times 1.0909 = 86.92 \text{ Ton-m.}$$

12.- RESUMEN DE MOMENTOS:

Momentos al Centro de la Nervadura:

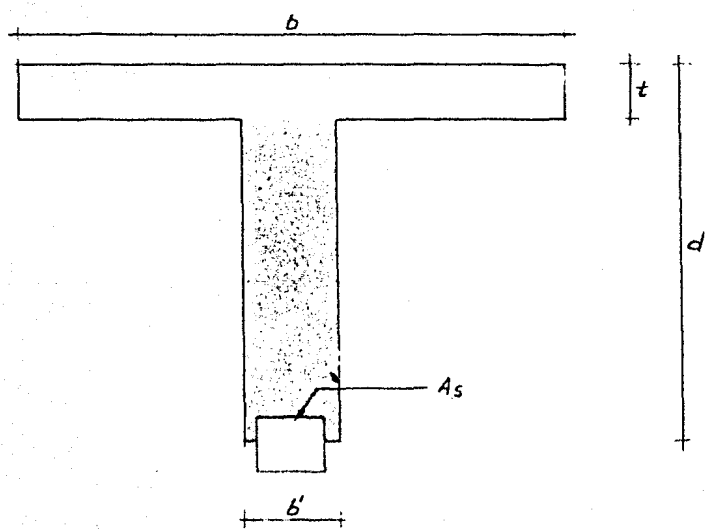
Momento por carga muerta	105.86	Ton-m.
Momento por Carga Móvil e Impacto	86.92	"
MOMENTO TOTAL	192.78	"

Momentos en la Sección D:

Momento por carga muerta	98.40	"
Momento por Carga Móvil e Impacto	89.43	"
MOMENTO TOTAL	185.32	"

FORMULA DEL PERALTE ECONOMICO:

Designaremos como C_c y C_a el costo por m^3 del concreto y del acero respectivamente.



Entonces en la Viga T de la Fig. el costo sería de la parte sombreada de ella, ya que el costo de la losa no se incluirá en el costo de la viga; por lo tanto si llamamos C al costo total se tendría:

$$C = C_c \times b' (d + d' - t) + A_s C_a$$

Ahora si se expresa en función de M, A_s se tendría:

$$C = C_c \times b' (d + d' - t) + C_a \frac{M}{f_s j d}$$

Si en la expresión anterior consideramos constantes b', d', t, f_s, M y j entonces para encontrar la viga de costo mínimo bastará con derivar a C con respecto a d, e igualar a 0 quedando:

$$\frac{d(C)}{d'(d)} = C_c b' + C_a \frac{M}{f_s j d^2} = 0$$

y despejando a d, se tendrá:

$$d = \sqrt{\frac{r M}{f_s j b'}}$$

Si a la relación $\frac{C_a}{C_c}$, le llamamos r, se tendrá:

$$d = \sqrt{\frac{r M}{f_s j b'}}$$

En esta última fórmula, los valores serán:

$$r = \frac{7.8 \times 2100}{450} = 36.4$$

$b' = 35$ cm.

$j = 0.858$

$f_s = 1265$ kg/cm^2

$M = 19'278,000$ kg-m.

Sustituimos en la fórmula del peralte económico y tendremos:

$$d = \sqrt{\frac{36.4 \times 19\ 278\ 000}{1265 \times 0.858 \times 35}} = 136 \text{ cm.}$$

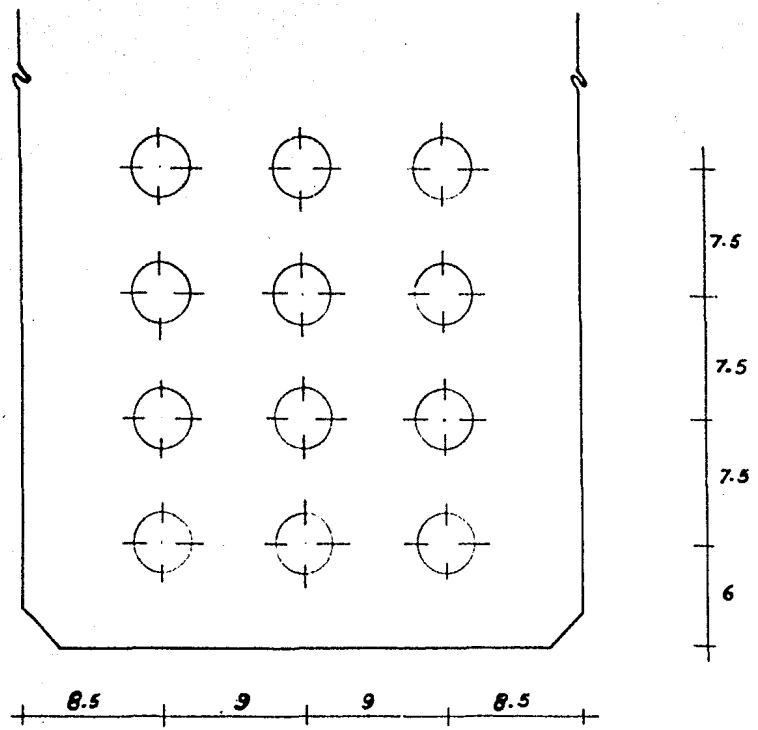
El acero de refuerzo necesario será:

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

Substituyendo:

$$A_s = \frac{19\ 278\ 000}{1265 \times 0.858 \times 136} = 133.65\ cm^2$$

Se usarán 12 varillas de 1.1/2" ø , las cuales tienen un área total de 136. 8 cm^2. Estas quedarán colocadas en 4 lechos de tres varillas cada uno.



FUERZA CORTANTE:

1.- Cortante por carga muerta:

$V_L = (2.35 \times 15)/2 = 17.4$ ton.

$VN = (1.26 \times 15)/2 = 9.45$ "

$V_D = \frac{1.38}{2} = \quad = 0.69$ "

CORTANTE POR CARGA MUERTA TOTAL ——— 27.54 ton.

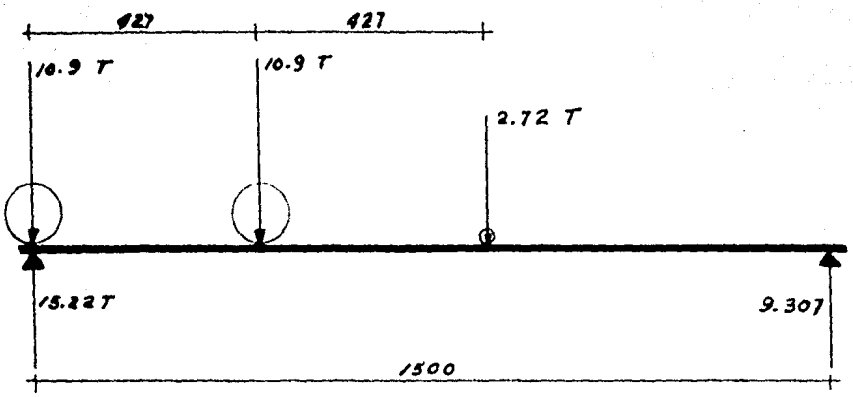
2.- Cortante por carga viva e Impacto:

a) Cortante con carga equivalente:

$VCMI = (8.85 + 0.714 \times 7.50)\ 1.0909 \times 1.29 = 19.93$ Ton.

b) Con carga de camión:

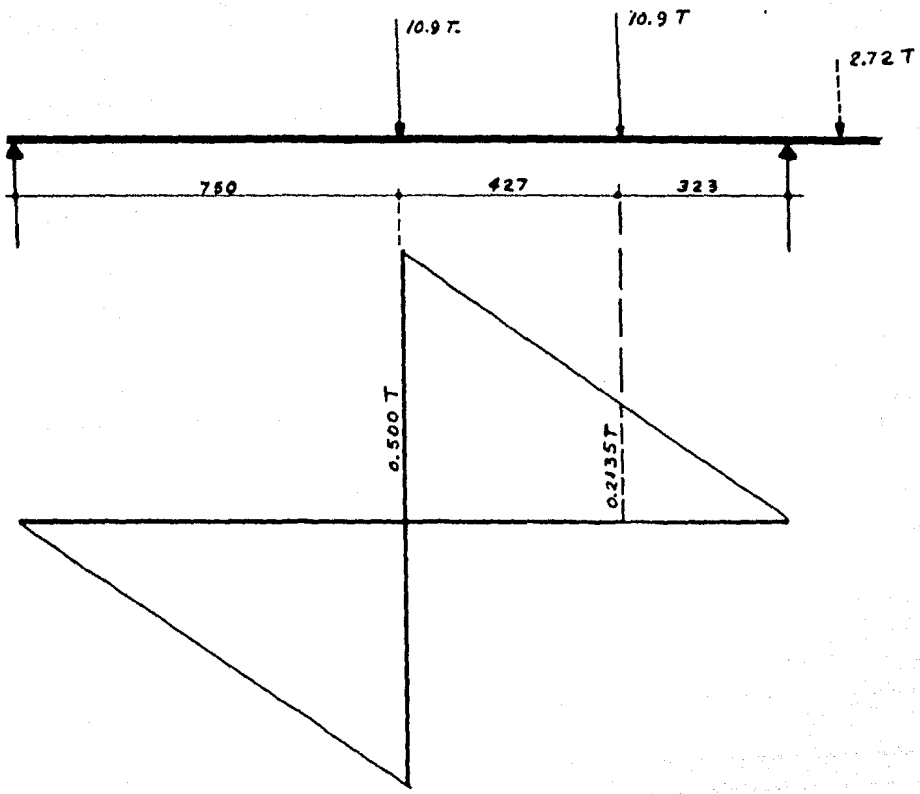
$V_{CMI} = 15.22 \times 1.0909 \times 1.29 = 21.35$ Ton.



Cortante total y máximo en el extremo:

$$V_{Tmax} = V_{CMI} + V_{cm} = 27.54 + 21.35 = 48.89 \text{ Ton.}$$

CORTANTE EN EL CENTRO:



$$V_t = 10.90\ (0.50 + 0.2153)\ 1.0909 \times 1.29 = 10.93 \text{ Ton. (al centro)}$$

REVISION DE LA SECCION:

Las especificaciones de la AASHO en su artículo 1.7.4,a, proponen los siguientes anchos de patín en las vigas T:

a.- $b = \frac{L}{4}$ (La cuarta parte de la distancia entre apoyos)

b.- $b = S$ (La distancia centro a centro de las trabes)

c.- $b = 12t + b'$ (Doce veces el espesor de la losa más el ancho del alma).

d.- $b = 6b'$ (Seis veces el espesor del alma).

Calculando cada uno de los valores propuestos tenemos lo siguiente:

$$b = \frac{L}{4} = \frac{15}{4} = 3.75 \text{ m}$$

$$b = S; \; S = 4.60 + 2\,(17.5) = 4.95 \text{ m.}$$

$$b = 12t + b' = 12(20) + 35 = 2.75 \text{ m.}$$

$$b = 6\,(b') = 6\,(35) = 2.10 \text{ m.}$$

Siendo este último el que se tomará para la revisión de la sección.

$$\frac{t}{d} = \frac{20}{136} = 0.147$$

$$P_n = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{136.8}{210 \times 136} = 0.004789$$

$$j = \frac{6 - 6(t/d) + 2(t/d)^2 + (t/d)^3/2Pn}{6 - 3\frac{t}{d}}$$

$$j = \frac{6 - 6(0.147) + 2(0.147)^2 + (0.147)^3/2(0.004789)}{} = 0.9251$$

Una vez obtenidos los datos anteriores procederemos a la verificación de fatigas:

1.- Fatiga del acero de refuerzo:

$$f_s = \frac{M}{A_s\ j\ d} = \frac{19\ 278\ 000}{136.8 \times 0.9251 \times 136} = 1120\ kg/cm^2 \text{ (Aceptable)}$$

2.- Fatiga del concreto:

$$f_c = \frac{k}{n\ (1 - k)}\ f_s \qquad (1)$$

$$kd = \frac{2ndas + bt^2}{2nAs + 2bt} \qquad (2)$$

Sustituyendo valores en (2) tendremos:

$$kd = \frac{2 \times 11.65 \times 136 \times 136.8 + 210 \times (20)^2}{2 \times 11.65 \times 136.8 + 2 \times 210 \times 20} = 44.7 \text{ cm.}$$

kd = 44.7 cm. (3)

Sustituyendo el valor de "d" en (3) tendremos:

k = (136) = 44.7

Despejando el valor de "k"; obtendremos:

$$k = \frac{44.7}{136} = 0.3286$$

Una vez obtenido este valor procederemos a substituirlo en (1):

$$f_c = \frac{0.3286}{11.65\ (1 - 0.3286)}\ (1265) = 53\ kg/cm^2 \text{ (Aceptable).}$$

CORTANTE MAXIMO:

El cortante unitario en los apoyos será:

$$v_a = \frac{V}{b'\ j\ d}$$

donde V = 48.89 Ton.
b' = 35 cm.
j = 0.9251
d = 136 cm.

Sustituyendo esos valores tendremos que:

$$v_a = \frac{48\ 890}{35 \times 0.9251 \times 136} = 11.95\ kg/cm^2.$$

El cortante por carga viva incrementado por el Factor de Concentración e Impacto nos dará:

$$V_{CMI + FC} = 10.90\ (0.50 + 0.2153)1.286x1.0909 = 15.82\ Ton.$$

REVISION POR ADHERENCIA:

Suponiendo que las barras pasan hasta el extremo en una cantidad equivalente a la cuarta parte del área total, tendremos:

$$M = \frac{V}{E_o\ j\ d} = \frac{48\ 890}{47 \times 0.9251 \times 136} = 8.27\ kg/cm^2$$

La fatiga admisible del concreto es:

$$u = 0.075\ f'_c = 0.075 \times 180 = 13.45\ kg/cm^2.$$

La longitud de anclaje necesaria será dada por la siguiente fórmula:

$$\frac{f_s}{2} = \frac{jj\ d^2}{4} = jj\ d\ l\ u$$

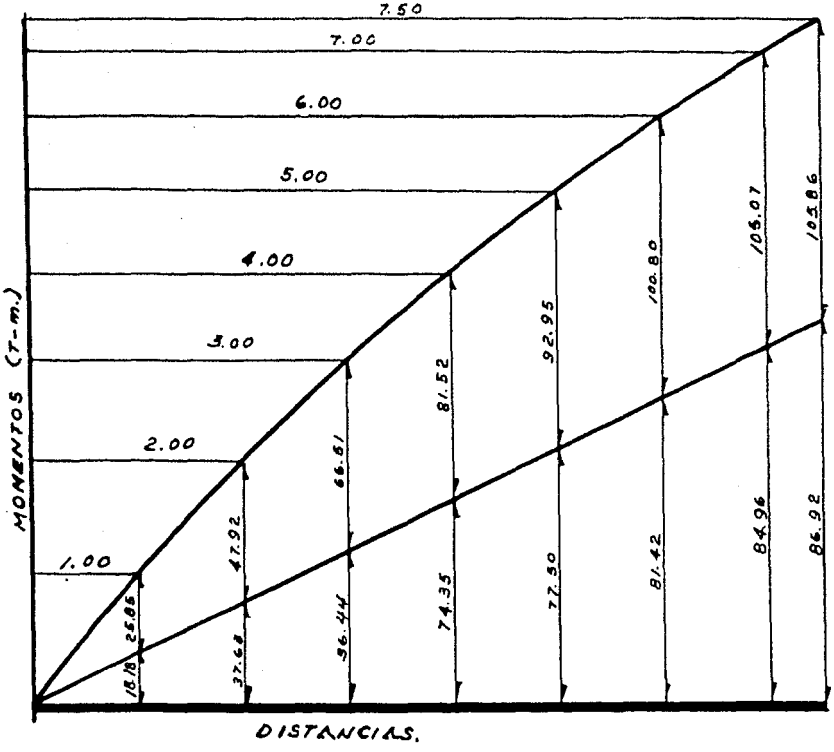
despejando l tendremos:

$$l = \frac{fs}{8u}\ d = \frac{1265}{8 \times 13.45}\ 3.84 = 45.14\ cm.$$

BARRAS DOBLADAS:

A continuación se calculará el momento a cada metro, para de esa manera determinar la distancia a que se pueden doblar las barras del armado principal, para de esta manera aprovecharlas como refuerzo por cortante.

RESUMEN DE MOMENTOS:



M_x	CM(t-m)	CV(t-m)	SUMA DE MOMENTOS
$M_{1.00}$	25.85	18.78	44.63
$M_{2.00}$	47.92	37.63	85.55
$M_{3.00}$	66.51	56.44	122.95
$M_{4.00}$	81.52	74.35	155.87
$M_{5.00}$	92.95	77.90	170.85
$M_{6.00}$	100.80	81.42	182.22
$M_{7.00}$	105.07	84.96	190.03
$M_{7.50}$	105.86	86.92	192.78

En el diagrama de momentos se determina la distancia en la cual se pueden doblar las varillas, pero el fin que se persigue con el doblado de varillas es absorver el esfuerzo cortante, éstas se doblarán atendiendo las solicitaciones de estos esfuerzos.

Momento "m" capas de absorver una varilla de 1.1/2" ϕ :

$$m = A_s f_s j d = 11.4 \times 1265 \times 0.9251 \times 136 = 1\ 814\ 358 \text{ Ton-m.}$$

Ahora bien; el esfuerzo de tracción diagonal que una barra doblada de 1.1/2" θ es capaz de absorver lo da la fórmula:

$$V = \frac{Av\ fv\ j\ d\ /2}{s} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (1)$$

Según el Diagrama de Cortantes se tiene:

$$V = v\ s\ b \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2)$$

Igualando ambas ecuaciones, y despejando (s) obtendremos:

$$v\ s\ b = \frac{Av\ fv\ j\ d\ /2}{s}$$

$$s = \left(\frac{Av\ fv\ j\ d\ /2}{v\ b}\right)^{1/2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3)$$

Sustituyendo tenemos:

$$s = \left(\frac{34.05 \times 1265 \times 0.9251 \times 136 \times 1.41}{11.90 \times 35}\right)^{1/2} = 142.3 \text{ cm.}$$

El cortante a esa distancia vale:

$$V = v\ s\ b = 11.10 \times 139 \times 35 = 54.0 \text{ Ton.}$$

Que es el cortante que nos pueden absorver tres varillas dobladas a la distancia de 142 cm. y que son las correspondientes al acero de refuerzo en su segunda capa, ya que la primera (la inferior) se correrá hasta el apoyo.

A partir de esa distancia "s" antes obtenida, se calculará a que distancia se doblarán las tres varillas de la capa tercera del refuerzo: Usando nuevamente la ecuación 3, tendremos:

$$s_1 = \left(\frac{34.05 \times 1265 \times 0.9251 \times 136 \times 1.41}{9.46 \times 35} \right)^{1/2} = 154.4 \text{ cm.}$$

Distancia tal, en que el cortante vale:

$$V_1 = 9.46 \times 154.4 \times 35 = 51.12 \text{ Ton.}$$

Usando la misma ecuación (3), para encontrar la distancia s_2 a partir de s_1; tendremos:

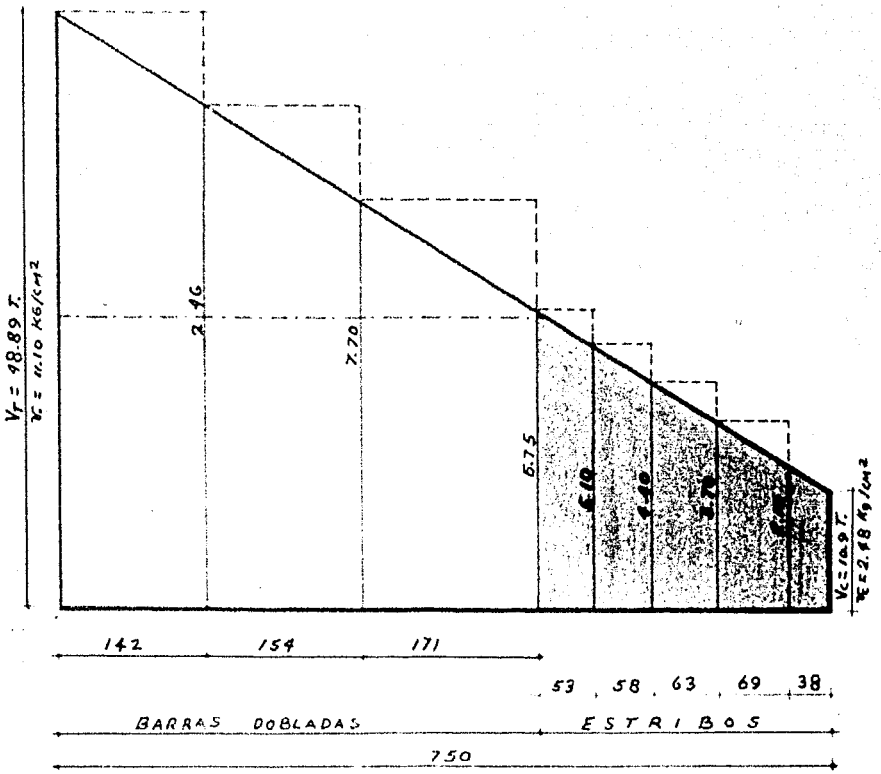
$$s_2 = \left(\frac{34.05 \times 1265 \times 0.9251 \times 136 \times 1.41}{7.7 \times 35} \right)^{1/2} = 170.9 \text{ cm.}$$

Distancia a la que el cortante vale:

$$V_2 = 7.7 \times 170.9 \times 35 = 46.05 \text{ Ton.}$$

Ahora bien de los 4.67 mt. en adelante se pondrán estribos según se requieran por cortante:

Para los estribos utilizaremos varilla de 5/8" ϕ y f_s = 1265 kg/cm^2.-
Calcularemos a continuación las distancias a las que irán colocados:



Sabemos que el esfuerzo cortante en la sección s_3 vale:

$$V_3 = v_3 \, s_3 \, b \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (4)$$

El esfuerzo cortante que puede absorver un estribo vale:

$$V_e = \frac{Av \; fv \; j \; d}{s} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (5)$$

El cortante en s_3 debe ser igual al cortante V_e que un estribo es capaz de absorver; igualando (4) y (5), y despejando (s) obtendremos en (6) la distancia "s" que es la que buscamos:

$$v_3 \, s_3 \, b = \frac{Av \; fv \; j \; d}{s}$$ de donde despejando s tendremos

$$s = \left(\frac{Av \; fv \; j \; d}{v_3 \, b}\right)^{1/2} \quad (6)$$

$$s_3 = \left(\frac{3.86 \times 1265 \times 0.9251 \times 136}{5.75 \times 35}\right)^{1/2} = 55 \text{ cms.}$$

$$s_4 = \left(\frac{3.86 \times 1265 \times 0.9251 \times 136}{5.10 \times 35}\right)^{1/2} = 58.7 \text{ cms.}$$

$$s_5 = \left(\frac{3.86 \times 1265 \times 0.9251 \times 136}{4.40 \times 35}\right)^{1/2} = 63 \quad "$$

$$s_6 = \left(\frac{3.86 \times 1265 \times 0.9251 \times 136}{3.70 \times 35}\right)^{1/2} = 69 \quad "$$

CALCULO DE LOS APOYOS DE LAS TRABES:

Apoyo fijo:

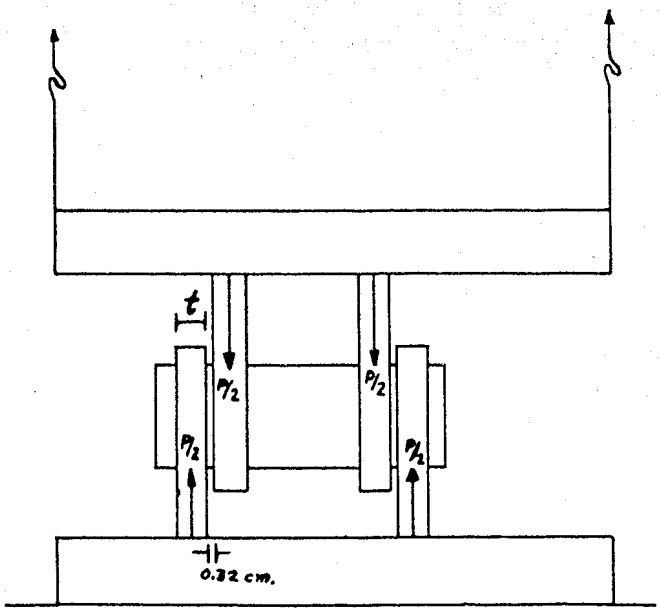
La carga que actúa sobre del apoyo es:

Carga Muerta o peso propio + Carga Móvil e Impacto

de donde se obtiene la carga a obrar será:

P = 48,890 kg.

Para observar la forma como actuará la carga "P" ver la Fig.



La resistencia al corte de un perno de acero es:

$$f_c = 950 \text{ kg/cm}^2.$$

El área necesaria del perno para resistir la carga es:

$$A_{perno} = \frac{P/2}{f_c} = \frac{24\,445}{950} = 25.73 \text{ cm}^2.$$

Utilizando un perno de 2.3/4" Ø con un Area de 38.32 cm^2, procederemos — checar su resistencia por flexión:

Con un perno de 6.985 cm. de diámetro la placa donde se apoye necesi——— tará un espesor (para resistir el aplastamiento) de

$$t = \frac{P/2}{f_a \, d}$$

donde P/2 = Carga sobre la placa
f_a = fatiga al aplastamiento del acero
= 1690 kg/cm2.
d = diámetro del perno.

Sustituyendo dichos valores tendremos:

$$t = \frac{24\,445}{1690 \times 6.985} = 2.07 \text{ cm.}$$

El espesor económico que más se acerca al dado por el anterior cálculo es el de una placa de 1.7/8".= 2.223 cm., de espesor.

Una vez obtenido este dato procederemos a calcular el momento que actúa - sobre el perno.

$$M = \frac{P}{2} (t + 0.32)$$

$$M = 24\,445 \, (2.223 + 0.32) = 62{,}163 \text{ kg-cm.}$$

El momento resistente de un perno sólido está dado por la fórmula:

$$M_R = \frac{f \times I}{r} = \frac{f \times \pi \times d^3}{32}$$

donde M_R = Momento resistente del perno
f = Fatiga por flexión = 1900 kg/cm^2.
I = Momento de Inercia del perno
r = radio del perno
d = diámetro del perno.

Despejando (d) podremos comprobar el diámetro del perno escogido:

$$d = \left(\frac{32 \times M_R}{f \times \pi}\right)^{1/3}$$

$$d = \left(\frac{32 \times 62{,}163}{1900 \times 3.1416}\right)^{1/3} = 6{,}96 \text{ cm.}$$

Por lo que el perno escogido es aceptable.

La placa necesaria para el apoyo deberá tener un área tal que transmita la carga de la trabe a la mampostería por medio de una corona de concreto y una placa de acero sobre de ella, para de esa manera poder transmitir tensiones admisibles tanto al concreto de la trabe como al de la corona.

La corona se hará con un concreto de $f'_c = 140$ kg/cm^2.

La fatiga admisible del concreto a compresión será:

$$f_c = 46.67 \text{ kg/cm}^2.$$

El Area necesaria será de:

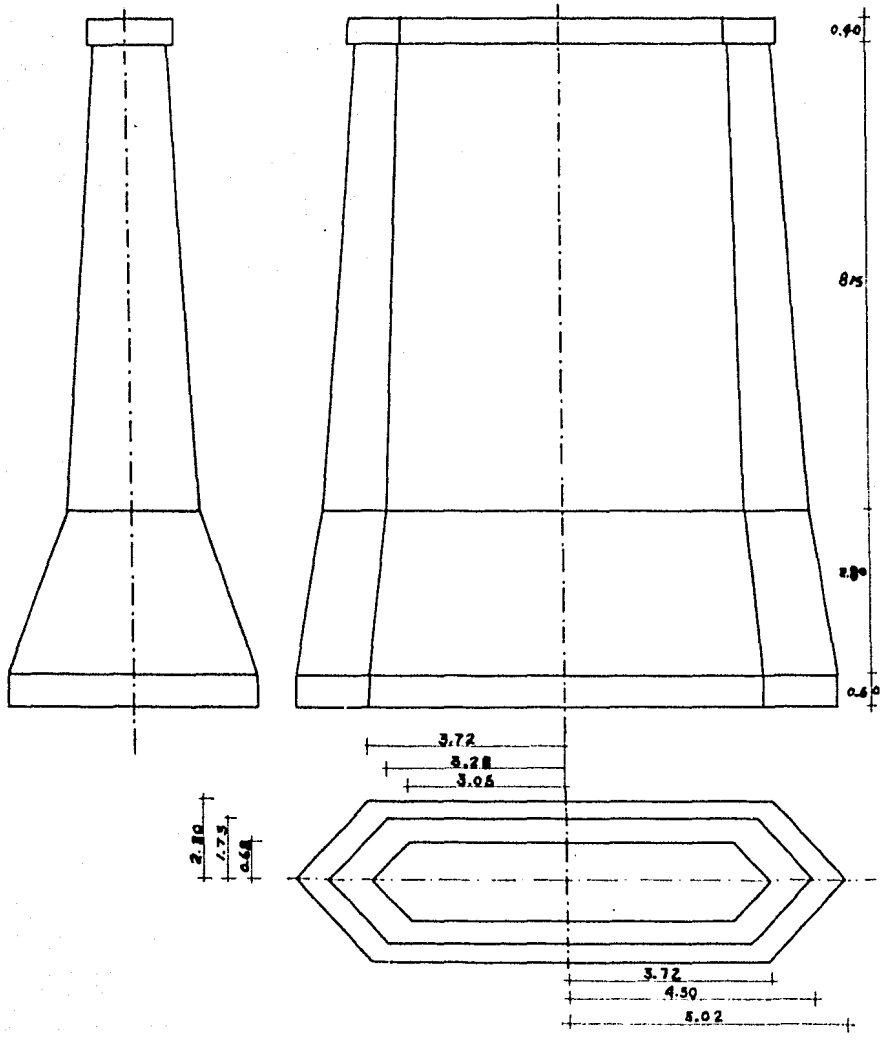
$$A = \frac{P}{f_c} = \frac{48{,}890}{46.67} = 1047.6 \text{ cm}^2.$$

Ahora bien tendremos que diseñar una placa tal, que pueda resistir el momento flexionante impuesto por el apoyo.

Tomando en consideración que una placa de 30 x 35 cms., nos dará un Area suficiente para la transmisión de la carga, procederemos a calcular su espesor:

La carga unitaria será:

$$w = \frac{P}{A} = \frac{48,890}{30 \times 35} = 46.56 \text{ kg/cm}^2.$$



El momento para la placa de la trabe será:

$$M_t = \frac{w L^2}{2} = \frac{46.56 \times \overline{9.115}^2}{2} = 1434.1 \text{ kg-cm.}$$

El momento para la placa de la corona será:

$$M_c = \qquad = \frac{46.56 \times \overline{11.67}^2}{2} = 3170.47 \text{ kg-cm.}$$

El módulo de sección requerido será:

$$S = \frac{M}{f_s} = \frac{3,170.47}{948.75} = 3.34 \text{ cm}^3$$

$$S = \frac{b\,h^2}{} \text{ ; de donde despejamos h.}$$

$$h = \left(\frac{6 \times 3.34}{1} \right)^{1/2} = 4.54 \text{ cms.}$$

A continuación presentaremos el cálculo de las pilas del puente, para lo cual será suficiente el cálculo de una sola de ellas, ya que ambas son idénticas,- y se puede considerar que soportarán las mismas cargas, que son:

CARGAS SOBRE LA CORONA:

Carga Muerta:	(Equivalente a un tramo completo de losa y nervaduras, incluidas guarniciones, parapeto y asfalto).....	101.68 T.
Carga Móvil :	Consistente en dos camiones H_{15} -S_{12} -44 en dos bandas de circulación	39.50 "
Impacto:	Se considerará el 30% de la carga móvil	11.85 "
FRENAJE:	Se considerará el 5% de la carga móvil en dos bandas de circulación, calculado con carga equivalente y concentración para momento, aplicada ésta a 4 ft. sobre la rasante (AASHO 1.2.13)	1.42 "
Fricción:	Se supone que solo obra la carga permanente, ya que la fricción que pudiese provocar la carga móvil quedaría prácticamente eliminada por las vibraciones que transmite el vehículo al rodar sobre el puente. Considerando que el coeficiente de fricción entre acero y acero es del orden de los 0.25, podemos considerar que el porcentaje correspondiente a éste párrafo puede ser perfectamente el 25% de la carga muerta.	
	$F_{CM} = \phi\ .25 \times \frac{101.68}{2} =$	12.71 "

Viento Normal a la Superestructura: Las especificaciones de la AASHO en su párrafo 1.2.14 nos marcan las presiones de viento que se pueden considerar para el cálculo de la Subestructura. Siendo para nuestro caso una presión de 244 kg/m^2 en vez y media el área expuesta:

Cálculo del Area Expuesta:

VIENTO EN	AREA	VALOR	BRAZO	MOM.
Losa y Nervadura	1.81x1	1.81	0.90	1.63
Parapeto	0.40 x 0.60 + 0.25 x 0.30 x 2 =	0.39	0.45	0.18

El centro de gravedad del Area Expuesta se encuentra a una distancia igual A:

$$= \frac{\text{Momento}}{\text{Area}} \quad \frac{1.81}{2.20} = 0.82 \text{ m.}$$

Viento Normal será igual a:

VNS = 1.5 x 1.81 x 15 x 0.244 = ... 9.93 Ton.

Viento Normal sobre la Carga Móvil: En el mismo párrafo (1.2.14) especifica que la fuerza del viento en este caso será el equivalente a una fuerza de 300 kg. por metro de — claro del tramo; suponiéndolo en una banda de circulación; aplicado a 6 ft. sobre la rasante. . . . . 4.50 "

Peso de la Corona: Suponiendo únicamente al correspondiente a — las áreas de transmisión de las cargas ..... 3.35 Ton.

DIMENSIONES:

Suponiendo las siguientes áreas de transmisión (Fig.)

$A = 2 \times 1.35 \times 1.15 = 3.10 \text{ m}^2.$

Semiperaltes:

$C_{xx} = 67.5$ m. $\qquad C_{yy} = 2.475$ m.

Momentos de Inercia:

$$I_{xx} = 2 \left(\frac{b\,h^3}{} \right) = 2 \left\{ \frac{1.15\,(1.35)^2}{12} \right\} = 0.472 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = 2 \left(\frac{b^3\,h}{12} \right) + 2 \left(A(\,d\,)^2 \right)$$

$$= 2 \left\{ \frac{(1.15)^3\,1.35}{12} \right\} + 2 \left(1.35 \times 1.15(2.475)^2 \right) = 19.36 \text{ m}^4$$

ANALISIS DE CARGAS EN LA SUBCORONA:

Primera Combinación de Cargas:

Esta combinación de cargas se hará tomando en consideración las siguientes cargas:

Carga Permanente; Carga Móvil; Impacto; Fricción.

DENOMINACION	VERTIC.	HORIZ.	BRAZO	MOMENTO
Carga Permanente	101.68			
" móvil	39.50			
Impacto	11.85			
Peso de la corona	3.35			
Fricción		12.71	0.40	5.08
SUMAS	156.38	- - -	- - -	5.08

Los esfuerzos sobre la Sub-Corona serán calculados mediante la siguiente fórmula:

$$f = \frac{P_v}{A} \pm \frac{M \cdot C_{xx}}{I_{xx}} =$$

donde P_v = Suma de Cargas Verticales

A = Area de transmisión de cargas en la subcorona

M = Momento causado por la fricción.

C_{xx} = Semiperalte. (Distancia a la fibra mas alejada)

I_{xx} = Momento de Inercia de la Sección con respecto al eje xx.

Substituyendo valores tendremos:

$$f = \frac{156.38}{3.10} \pm \frac{5.08 \times 0.675}{0.472}$$

Esfuerzo máximo f_{max} = 50.45 + 7.26 = 57.71 Ton/m^2 = 5.77 kg/cm^2

Esfuerzo mínimo f_{min} = 50.45 - 7.26 = 43.19 " = 4.32 "

Puede observarse que éstos están dentro de los permitidos, ya que la fatiga permisible de trabajo de la mampostería empleada es de 9 kg/cm^2.

COMBINACION SEGUNDA DE CARGAS:

En esta combinación intervendrán las siguientes:

Carga Permanente, Peso de la Corona, Carga Móvil, Impacto, Fricción por carga muerta, Viento Normal en la Superestructura (VNS), Viento Normal sobre la Carga Móvil (VNCM).

DENOMINACION	C. Vert.	C. Horiz.	Bras(v)	Bras(h)	Mom(FV)	Mom(FH)
C. Permanente	101.68	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C. Móvil	39.50	- -	0.20	- -	7.90	- -
Impacto	11.85	- -	0.20	- -	2.37	- -
Corona	3.35	- -	- -	- -	- -	- -
Fricción		12.71	- -	0.30	- -	3.81
V N S		9.93	- -	0.82	- -	8.14
V N C M		4.50	- -	3.34	- -	15.03
SUMAS	156.38				10.27	26.98

Esfuerzos:

$$f = \frac{P_v}{A} \pm \frac{M_h \; C_{xx}}{I_{xx}} \pm \frac{M_v \; C_{yy}}{I_{yy}}$$

$$f = \frac{156.38}{3.10} \pm \frac{26.98 \times 0.675}{0.472} \pm \frac{10.27 \times 2.475}{19.36} =$$

$$f = 50.45 \pm 38.58 \pm 1.32$$

Esfuerzo máximo:

$$f_{máx} = 90.35 \text{ ton/m}^2 = 9.04 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo mínimo:

$$f_{min} = 10.55 \quad " \quad = 1.06 \quad "$$

Se puede observar que los esfuerzos sobre la mampostería están ligeramente sobrados; pero como cuando actúan fuerzas eventuales (V N S y V N C M); la fatiga de trabajo de la mampostería se incrementa con un coeficiente equivalente a 1.25 . Por lo que se considera como un nuevo valor igual a:

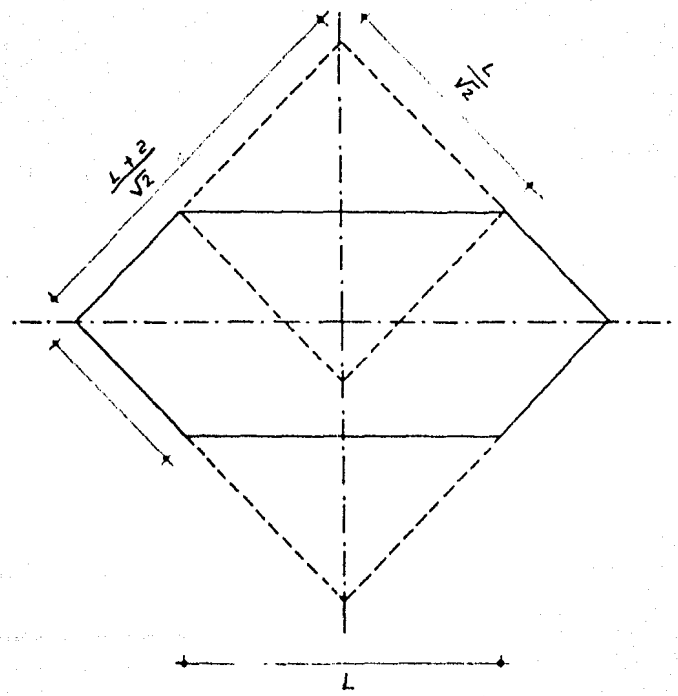
$$f_{admisible} = 9.00 \times 1.25 = 11.20 \text{ kg/cm}^2.$$

S E C C I O N D E D E S P L A N T E :

Area en contacto con el terreno:

$$A = \left(7.45 + \frac{4.50}{2} \right) 4.50 = 43.65 \ M^2.$$

Momentos de Inercia:



$$I_{xx} = \frac{L\,a^3}{12} + \frac{\left(\frac{a}{(2)^{1/2}}\right)^4}{12} = \frac{}{12}\left(2L + \frac{a}{2}\right) =$$

$$= \frac{4.50^3}{12}\,(2(7.45) + 2.25) = 130\ m^4.$$

A_2 = Area del cuadrado cuyo lado es . . . . . $\dfrac{L + a}{(2)^{1/2}}$

A_1 = Area del cuadrado cuyo lado es . . . . . $\dfrac{L}{(2)^{1/2}}$

A = Area de la base de la pila . . . . . = $A_2 - A_1$

$$I_{yy} = \frac{A_2^2 - A_1^2}{12} = \frac{1}{12}\,(A_2 + A_1)\,(A - A_2)$$

$$= \frac{A}{12}\,(L^2 + A)$$

$$I_{yy} = \frac{43.65}{12}\,(7.45^2 + 43.65) = 360.7\ m^4.$$

CARGAS QUE ACTUAN EN LA BASE DE LA PILA, O EN LA SECCION DE DESPLANTE:

Peso de la Corona:

P_{oa} = (6.20 + 0.725) 1.45x0.45x2.4 = 10.84 Ton.

Volumen del Cuerpo de la Pila:

Area Superior = (6.10+0.675) 1.35 = 9.15 m^2

Area Inferior = (6.56+1.225) 2.45 = 19.07 "

Area Media = (6.33+0.950) 1.90 = 13.83 "

VOLUMEN = $\frac{8.75}{3}$ (9.15 + 19.07 + 13.83) = 122.65 m^3

Volumen del Cimiento de la Pila:

Area Superior = (6.56 + 1.225) 2.450 = 19.07 m^2.

Area Inferior = (7.45 + 2.250) 4.500 = 43.65 "

Area Media = (7.00 + 1.737) 3.475 = 30.38 "

VOLUMEN = 2.20 $\left(\frac{19.07 + 43.65 + 30.38}{3}\right)$ = 68.27 m^3

Volumen de la Zapata del Cimiento de la Pila:

Area = 43.65 m^2

Peralte = 0.50

Volumen = 43.65 x 0.50 = 21.83 m^3.

Volumen Total de la Mampostería de la Pila:

V_t = 122.65 + 68.27 + 21.83 = 212.75 m^3.

El peso de la Pila Completa sin la Corona será:

Volumen = 212.75 m^3

Peso Específico de la Mampostería es = 2.2 Ton/m^3

$Peso_{Pila}$ = 212.75 x 2.2 = 468.05 Ton.

Además de las cargas ya calculadas anteriormente, también actúan las siguientes:

Peso Completo de la Corona	10.84	Ton.
Peso de la Pila (sin la corona).	468.05	"

Peso del prisma de agua que actúa sobre la pila:

a.- Volumen del prisma completo:
V = 43.65 x 6.15 = 268.44 m^3.

b.- Volumen a descontar de la pila sumergida:

Area a la Cota 53.43

A = 10.01 + 0.74^2 = 10.56 m^2.

Area a la Cota 47.28 :

A = 15.38 + 1.19^2 = 16.78 m^2

Area Media:

A_m = 0.5 (10.56 + 16.78) = 13.67 m^2

Volumen = 13.67 x 6.15 = 84.07 m^3

c.- Volumen del prisma de agua:

$V = 268.44 - 84.07 = 184.37\ m^3$.

d.- Peso del prisma de agua:

$P = 184.37 \times 1.0$ . . . . . 184.37 Ton.

Peso de la tierra:

a.- Volumen completo del prisma;

$V = 43.65 \times 3.31 = 144.48\ m^3$.

b.- Volumen de mampostería enterrado:

Area a la Cota 47.28

$A = 16.78\ m^2$

Area a la Cota 46.67:

$A = 19.07\ m^2$

Area Media:

$A = 0.5(16.78 + 19.07) = 17.925\ m^2$

Volumen (V_1) de mampostería:

$V_1 = 17.925 \times 0.61 = 10.93\ m^3$

Area en la Cota 46.67:

$A = 19.07\ m^2$

Area a la Cota 44.47:

$A = 43.65\ m^2$

Area Media:

$A = 0.5(43.65 + 19.07) = 31.36\ m^2$

Volumen (V_2) de mampostería:

$V_2 = 31.36 \times 2.20 = 68.99\ m^3$

c.- Volumen del Cimiento de la pila:

$V_3 = 43.65 \times 0.50 = 21.83\ m^3$

d.- Volumen del prisma de tierra:

$V_t = 144.68 - (10.93 + 68.99 + 21.83)$

$= 42.73\ m^3$.

e.- Peso de la Tierra (P_t)

Volumen = 42.73 m^3

Peso específico de la tierra = 1.6 Ton/m^3

P_t = 42.73 x 1.6 . . . . . 68.37 Ton.

SUBPRESION:

El valor de la subpresión lo obtendremos mediante la fórmula:

$$S = w \cdot A \cdot h \cdot C$$

donde ; w = peso específico del agua

= 1000 kg/m^3.

A = Area en la cual se aplica la Subpresión

= 43.65 m^2.

h = tirante

C = Coeficiente de sub-presión

con un valor de 0.60

a.- Subpresión con aguas máximas extraordinarias:

S = 1.0 x 43.65 x 6.15 x 0.60 =. . . . . 161.0 Ton.

b.- Subpresión con Aguas Mínimas:

S' = 1.0 x 43.65 x 1.25 x 0.60=. . . . . 47.74 "

Viento Normal sobre la Subestructura:

Se considerará con una presión de 100 kg/m^2

del área expuesta:

1.- Viento Normal sobre la Corona:

VN_{ca} = 0.10 x 0.45 x 1.55 = ... 0.07 "

2.-Viento Normal sobre el cuerpo de la pila:

a.- Con aguas máximas:

$VN_{c(aM)} = \frac{1.60 + 1.35}{2}$ 1.99 x 0.10. . . . . 0.29 "

b.- Con Aguas Mínimas:

$VN_{c(am)} = \frac{1.35 + 2.21}{2}$ 6.89 x 0.10 . . . . . 1.23 "

Empuje Dinámico de la Agua:

Este será calculado por medio de la fórmula siguiente:

$$E = (C \cdot w \cdot A) \frac{V^2}{2g}$$

En donde: E = Empuje dinámico del Agua.

C = Coeficiente que depende de la forma de los tajamare, que en nuestro caso por ser de 45° tiene un valor de 0.75.

w = Peso volúmetrico del Agua = 1.00 Ton/m^3

g = Aceleración de la gravedad = 9.81 m/seg^2

A = Area expuesta de los tajamares =

$$= \frac{2.39 + 1.60}{2} 6.15 = 12.26 \ m^2$$

V = Velocidad del Agua = 5.05 m/seg.

$$E = 0.75 \times 1.00 \times 12.16 \times \frac{5.05^2}{2 \times 9.81} = \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 11.95 \text{ Ton.}$$

Viento Tangencial en la Subestructura:

a.- Viento Tangencial sobre la Corona:

$$V_{tc} = 7.65 \times 0.45 \times 0.1 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 0.34 \ "$$

quedando este aplicado a 23 cm. sobre la subcorona.

b.- Viento Tangencial sobre el cuerpo de la pila:

$$V_{tc} = \frac{7.45 + 7.81}{2} \times 1.99 \times 0.1 = \ldots\ldots\ldots \quad 1.52 \ "$$

(Aguas Máximas).

c.- Viento Tangencial sobre el cuerpo de la pila. El cálculo siguiente se hará con el nivel de aguas mínimas:

$$V'_{tc} = \frac{7.45 + 8.64}{2} \times 6.89 \times 0.1 = \ldots\ldots\ldots \quad 5.54 \ "$$

COMBINACION DE CARGAS:

Procederemos ahora a hacer la primera combinación de cargas, en la que actuarán las siguientes cargas ordinarias y eventuales:
Carga Permanente, Carga Móvil, Peso Propio, Peso de la Tierra, Subpresión, Fricción, así como Viento Tangencial al puente con Nivel de aguas Mínimas.

DENOMINACION	VERT	HORIZ	BRAZO	MOMENTO
C. Permanente	101.68	00.00	0.00	0.00
C. Móvil	39.50	0.00	0.00	0.00
Peso Propio	478.89	0.00	0.00	0.00
P. Tierra	68.37	0.00	0.00	0.00
Subpresión	47.74	0.00	0.00	0.00
Fricción	0.00	12.71	11.75	149.34
V. Tang. $(NAMIN)_{oo}$		0.34	11.68	3.97
V. Tang. $_{cuerpo}$		5.54	7.01	38.84
SUMA	640.70	——	——	192.15

Los esfuerzos que producirán estas solicitaciones son:

$$f = \frac{640.70}{43.65} \pm \frac{192.15 \times 2.30}{130}$$

El esfuerzo Máximo será en la sección de desplante:

$$f_{máx} = 14.68 + 3.40 = 18.08 \text{ Ton/m}^2 = 1.81 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo mínimo:

$$f_{min} = 14.68 - 3.40 = 11.28 \quad " \quad = 1.13 \quad "$$

Procederemos a hacer la siguiente combinación de cargas en la que intervienen:
La Carga Permanente, Carga Móvil, Peso Propio, Peso del Prisma de Tierra, Peso del Prisma de Agua, Subpresión, Fricción, Viento Tangencial con Aguas Máximas, y Empuje Dinámico del Agua:

DENOMINACION	C.Vert.	C.Horis.	Brazo	M_{xx}	M_{yy}
Carga Permanente	101.68				
Carga Móvil	39.50		0.20	7.90	
Peso Propio	478.79				
Peso de la Tierra	68.37				
Peso del Agua	184.37				
Sub-presión	47.74				
Fricción		12.71	11.75	149.34	
$VT_{A.Max.co.}$		0.34	11.68	3.97	
$VT_{A.Max.cuerpo}$		1.52	10.21	15.52	
Empuje Dinámico		11.95	7.01		83.77
SUMAS	824.97			168.83	83.77

Los esfuerzos dados por la presente combinación de cargas serán calculados a continuación por la Fórmula:

$$f = \frac{C.V.}{A} \pm \frac{MxxCxx}{Ixx} \pm \frac{Myy\ Cyy}{Iyy}$$

donde : C.V. = 824.97 Ton.

A = 43.65 m^2.

Mxx = 168.83 Ton-m.

Myy = 83.77 "

Cxx = 2.30 m.

Cyy = 4.83 "

Ixx = 130.00 m^4.

Iyy = 360.70 "

Substituyendo los valores dados tendremos:

$$f = \frac{824.97}{43.65} \pm \frac{168.83 \times 2.30}{130.00} \pm \frac{83.77 \times 4.83}{360.74}$$

Efectuadas las operaciones encontramos que los esfuerzos mínimo y máximo son:

Esfuerzo Máximo, f = 18.9 + 2.99 + 0.86 = 22.76 Ton/m^2 = 2.28 kg/cm^2.

Esfuerzo Mínimo, f = 18.9 - 2.99 - 0.86 = 15.04 " = 1.50 "

CALCULO DE LA ESTABILIDAD DE LA PILA POR VOLTEAMIENTO:

a.- Momento estabilizante:

Este se obtiene multiplicando la resultante por el brazo de palanca, que en nuestro caso es:

$$M_e = 824.97 \times 5.02 = 4141.35 \text{ Ton-m.}$$

b.- Momento de Volteo:

Este nos estará dado por la acción del Empuje Dinámico del agua, y - valdrá en nuestros casos:

$$M_v = 11.95 \times 7.01 = 83.76 \text{ Ton-m.}$$

c.- El coeficiente de seguridad al volteamiento se obtiene dividiendo el valor del momento estabilizante entre el valor del momento del volteo:

$$C_v = \frac{M_e}{M_v} = \frac{4,141.35}{83.76} = 49.44$$

Podemos observar que por volteamiento transversal tenemos una estabilidad asegurada, ya que el coeficiente de volteo es mucho mayor que 2, que es el mínimo necesario.

Volteamiento Longitudinal

Momento Estabilizante:

$$M_e = (824.97 - 39.50) \; 2.30 + 52.1 \; (2.30 - 0.25)$$

$$= 1907.39 \text{ Ton.-m.}$$

Momento de Volteo:

$$M_v = 168.83 \text{ Ton-m.}$$

El coeficiente de volteo Longitudinal será:

$$C'_v = \frac{1,907.39}{168.83} = 11.29$$

Las especificaciones de la AASHO indican que los coeficientes de estabilidad deberán ser como mínimo 1.5 a 2; en nuestro caso podemos observar que estamos dentro de la seguridad en ambos casos.

CALCULO DEL COEFICIENTE DE DESLIZAMIENTO:

Suponiendo que el coeficiente de fricción entre la mampostería y el terreno donde desplantaremos la cimentación tiene un valor de:

$$C_{fricción} = 0.329$$

Tendremos que el coeficiente de seguridad para el deslizamiento es:

$$C_d = \frac{824.97 \times 0.329}{14.57} = 18.6$$

Que obviamente nos deja del lado de la seguridad, ya que el coeficiente es mayor que dos (2).

DENOMINACION	Verticales	Horizontales	Brazo	Momento
Carga Permanente	101.68			
Carga Móvil	39.50		0.30	7.90
Peso Corona	10.84			
Peso de Pila	269.83			
Peso Tierra	1.55			
$Fricción_{CH}$		12.71	9.05	114.90
VT_{Corona}		0.34	8.93	3.04
VT_{cuerpo}		5.54	4.26	23.60
SUMAS	423.40	18.59		149.44

Los esfuerzos producidos por estas solicitaciones son:

$$f = \frac{423.40}{19.07} \pm \frac{149.44 \times 1.225}{9.64}$$

Esfuerzo máximo = f = 22.20 + 18.99 = 41.19 Ton/m^2 = 4.12 kg/cm^2.

Esfuerzo mínimo = f' = 22.20 - 18.99 = 3.21 " = 0.32 "

Coeficiente de Volteo Transversal:

Considerando que el peso del agua en el prisma que actúa sobre el cuerpo de la pila en el Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias es: de 184.37 Ton.

El momento estabilizante valdrá:

$$M_e = (423.40 + 184.37)\ 3.28 = 1993.48 \text{ ton-m.}$$

El momento de volteo valdrá en este caso:

$$M_v = 11.95 \times 4.81 = 57.48 \text{ Ton-m.}$$

El coeficiente de seguridad será:

$$C_{v_t} = \frac{1993.48}{57.48} = 34.68$$

Coeficiente de Volteo Longitudinal:

Momento Estabilizante:

$$M_e = 423.40 \times 1.225 = 518.67 \text{ Ton-m.}$$

Momento de Volteo:

$$M_v = 149.44 \text{ Ton-m.}$$

El coeficiente de Volteo Longitudinal será:

$$C_{v_1} = \frac{518.67}{149.44} = 3.47$$

Ambos coeficientes nos colocan del lado de la seguridad puesto que ambos son mayores que los mínimos requeridos por especificación. Consecuentemente hemos visto que tanto los coeficientes como los esfuerzos en la pila se encuentran dentro de la seguridad, por lo que adoptaremos este proyecto, para la construcción de las mismas.

SECCION INFERIOR DEL CUERPO DE LA PILA:

Sección situada a 8.75 m. bajo la Sub-corona:

Ancho = 2.45 m.
Largo = 7.23 "
Area = 19.07 m^2.

Semiperaltes:

C_{xx} = 1.275 m.

C_{yy} = 3.56 m.

Momentos de Inercia:

$$I_{xx} = \frac{2.45^3}{24} (2 \times 2.73 + 1.275) = 9.642 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = \frac{18.20}{12} (\overline{7.23}^2 + 18.20) = 106.88 \text{ m}^4.$$

Cargas:

a.- Peso del cuerpo:

122.65 x 2.2 = ... 269.83 Ton.

b.- Peso de la tierra:

Area Superior = 16.78 m^2.

Area Inferior = 19.07 "

Area Media = 17.92 "

Volumen = 17.92 x 0.61 = 10.93 m^3

El volumen arriba obtenido es el de la mampostería.

Volumen de la Tierra:

V_t = 19.07 x 0.61 - 10.93 = 0.7027m^3

El peso de la tierra es:

P_t = 0.7027 x 2.2 = ... 1.55 Ton.

Combinación de cargas que actúan a 8.75 m. bajo la sub-corona; Carga Permanente, Carga Móvil, Peso Propio, Peso de la Tierra, Fricción por carga Muerta, y Viento Tangencial con Aguas Mínimas.

CALCULO Y DISEÑO DEL ESTRIBO 1

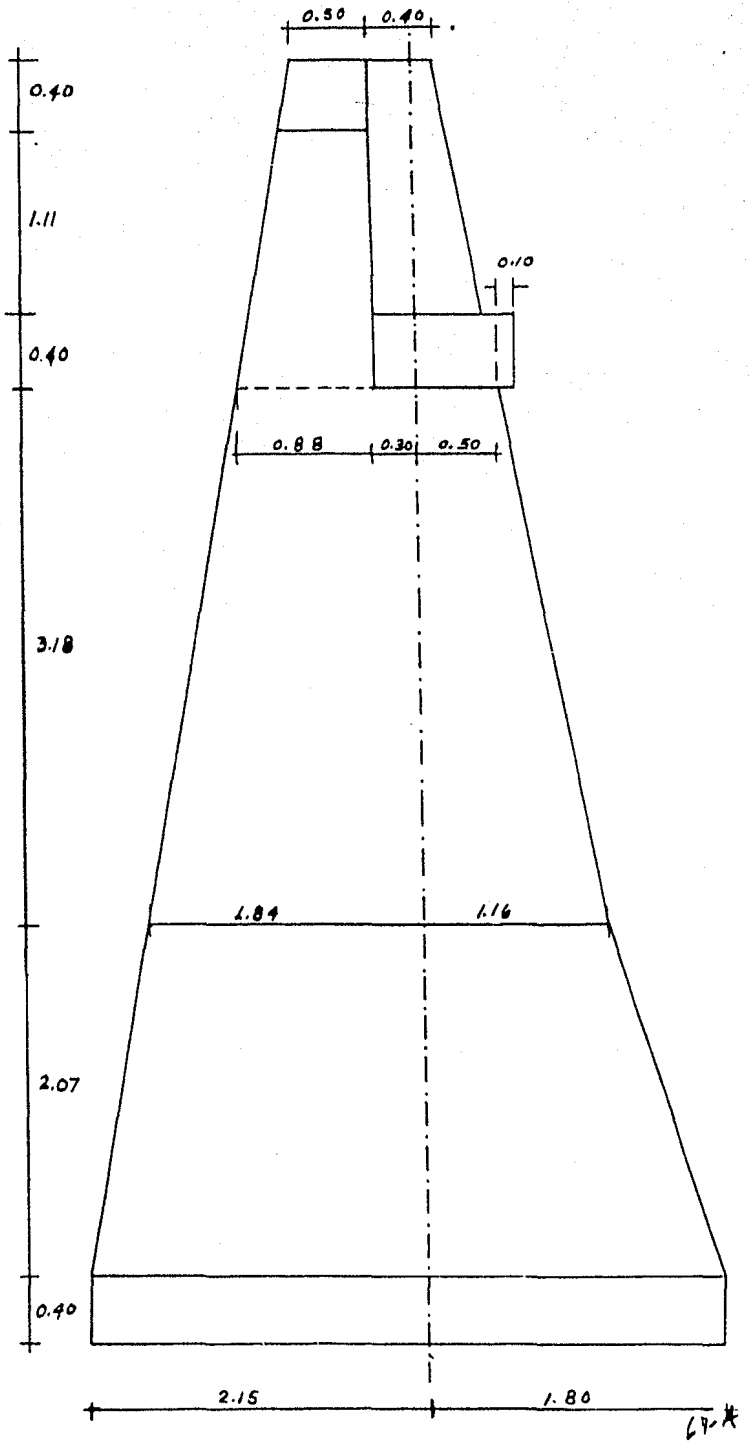
Procederemos ahora a calcular y diseñar un estribo (Estribo 1)

a.- Carga Permanente:

Peso total del Tramo . . . . . 101.70 Ton.

b.- Carga Móvil:

Con carga H_{15} -S_{12} -44, en dos bandas de circulación:



67-#

Esta posición de cargas produce las máximas solicitaciones en el apoyo "A".

$$M_B = R_A \times 15 - 2\,(10.9 \times 15 + 10.9 \times 10.7 + 2.7 \times 6.4)$$

$$R_A = 39.55 \text{ Ton.}$$

c.- Fricción por carga permanente:

Siendo el coeficiente de fricción entre acero y acero de 0.25 tendremos que la fuerza de fricción será:

$$F_{op} = 0.05 \times 50.85 = 2.54 \text{ Ton.}$$

d.- FRENAJE:

Se considerará sólo el 0.05 (5%) de la carga móvil en dos bandas de circulación, calculado con carga equivalente y concentración para momento (AASHO 1.2.13)

$$FR = 0.05 \times 2\left(8.85 + 0.714 \times \frac{15^2}{2}\right) = 1.42 \text{ Ton.}$$

5.- VIENTO:

Según las especificaciones de la AASHO en su párrafo 1.2.14: marcan las presiones de viento a emplearse:

$$VN = 0.5\,(450 + 225)\,15 = 5.05 \text{ Ton.}$$

6.- PESO PROPIO DEL ESTRIBO:

Para poder calcular el peso del estribo lo dividiremos en diferentes secciones (Fig:)

Volúmenes:

Sección 1)

$3.95 \times 0.40 \times 1.00 = \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots$ 1.6 m^3

Sección 2)

$\frac{3.95 + 3.00}{2} \times 2.07 \times 1.00 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots$ 7.20 "

Sección 3)

$\frac{3.00 + 1.68}{2} \times 3.18 \times 1.00 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots$ 7.44 "

Sección 4)

$\frac{0.88 + 0.50}{2} \times 1.91 \times 1.00 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots$ 1.32 "

Sección 5)

$0.90 \times 40 \times 1.00 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots$ 0.36 "

Peso del prisma de tierra:

$\frac{1.34 \times 7.56}{2} \times 1.00 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots$ 5.07 "

Pesos de cada una de las secciones:

Peso de la Sección 1)

1.6 x 2.3 . . . . . 3.68 Ton.

Peso de la Sección 2)

7.2 x 2.2 . . . . . 15.84 "

Peso de la Sección 3)

7.44 x 2.2 . . . . . 16.37 "

Peso de la Sección 4)

1.32 x 2.2 . . . . . 2.90 "

Peso de la Sección 5)

0.36 x 2.4 . . . . . 0.86 "

Peso del Prisma de Tierra:

5.07 x 1.80 . . . . . 9.12 "

Distancia al centro de Gravedad con respecto al eje "AA'"

$X_1 = 1.98$

$X_2 = 2.06$

$X_3 = 2.13$

$X_4 = 2.48$

$X_5 = 1.65$

$X_6 = 3.50$

Momentos de los pesos de las secciones con respecto al Eje AA'

Momento del peso 1)

$M_1 = 3.68 \times 1.98 = 7.3$ Ton-m.

Momento del peso 2)

$M_2 = 15.84 \times 2.06 = 32.63$ "

Momento del peso 3)

$M_3 = 16.37 \times 2.13 = 34.90$ "

Momento del peso 4)

$M_4 = 2.90 \times 2.48 = 7.20$ "

Momento del peso 5)

$M_5 = 0.86 \times 1.65 = 1.41$ "

Momento del prisma de tierra

$M_6 = 9.12 \times 3.50 = 31.90$ "

El empuje de tierra será calculado por medio de la siguiente fórmula:

$$E = \frac{h^2}{2} \tan^2 (45 - e/2)$$

donde: Peso de la tierra = 1800 kg/m^3.

h = Altura del muro = 7.56 m.

e = ángulo de reposo del material =

Substituyendo valores tendremos :

$$E = \frac{1.8 \times 7.56^2}{2} \times 0.335$$

= 17.23 Ton.

El punto donde se encuentra aplicado el empuje está sitado a:

$$H = \frac{7.56}{3} = 2.52 \text{ m. de la base del estribo.}$$

El momento será:

$$M_{E_{AA'}} = 17.23 \times 2.52 = 43.41 \text{ Ton-m.}$$

$$E = 1.85 - \frac{137.12 - 45.79}{60.87} = 1.85 - 1.50 = 0.35 \text{ m.}$$

Esfuersos:

$$f = \frac{60.87}{3.95}(1 \pm \frac{6 \times 0.35}{3.95}) = 15.41 \ (1 \pm 0.531$$

Esfuerso Máximo f_M = 15.41 + 8.18 = 23.59 Ton/m^2 = 2.36 kg/cm^2.

Esfuerso Mínimo f_m = 15.41 - 8.18 = 7.23 " = 0.72 "

COMBINACION DE CARGAS (B).- En esta combinación intervienen las siguientes cargas:

Carga Permanente, Carga Móvil, Peso Propio, Peso del Prisma de Tierra, y - Empuje de Tierras:

La suma de Cargas Verticales es = 60.87 Ton.

La suma de Cargas Horisontales = 17.60 "

Por lo tanto el coeficiente de Deslizamiento será:

$$C_d = \frac{60.87 \times 0.6}{} = 2.113; \text{ mayor que 2.}$$

Suma de momentos de las Fuerzas Verticales = 137.12 Ton-m.
Suma de momentos de las Fuerzas Horizontales = 43.41 "

Por lo que el coeficiente de volteo será:

$$C_v = \frac{137.12}{43.41} = 3.158; \text{ mayor que 2.}$$

Excentricidad

$$e = 1.85 - \frac{137.12 - 43.49}{60.87} = 1.85 - 1.54 = 0.31 \text{ m.}$$

Esfuerzos: $f = 15.41 \left(1 \pm \frac{6 \times 0.31}{3.95}\right) = 15.41 \left(1 \pm 0.47\right)$

Esfuerzo Máximo $f_{max} = 15.41 + 7.24 = 22.65$ Ton/m^2 = 2.27 kg/cm^2

Esfuerzo Mínimo $f_{min} = 15.41 - 7.24 = 8.17$ " = 0.82 "

Tanto la carga permanente, La carga móvil, como la fricción y el drenaje se repartirán uniformemente en una longitud de 7.50m. por lo que en los cuadros o tablas de las diferentes combinaciones de cargas se presentarán como cargas unitarias:

COMBINACION DE CARGAS (a) en las que intervendrán las siguientes cargas: Carga Permanente, Carga Móvil, Peso Propio, Peso del Prisma de Tierra, - Fricción y Empuje de Tierras:

DESLIZAMIENTO:

Verticales:			Horizontales:		
Carga Permanente:	6.8	Ton.	Fricción c.p.	0.315	Ton.
Carga Muerta	5.3	"	Empuje de Tierra	17.28	"
Peso Propio	3.68	"	Suma de Cargas Hor.	17.60	"
	15.84	"			
	16.37	"			
	2.90	"			
	0.86	"			
Peso de la Tierra	9.12	"			
Sumas de cargas Vert.	=60.87	"			

El coeficiente de deslizamiento será:

$$C_d = \frac{60.87 \times 0.60}{17.60} = 2.075; \text{ mayor que 2.}$$

Considerando que el coeficiente de Fricción entre la mampostería y el terreno es de 0.6

VOLTEAMIENTO:

Momentos de Fuerzas Verticales:

Carga Permanente	12.24	Ton-m.
Carga Móvil	9.54	"
Peso Propio	7.30	"
	32.63	"
	34.90	"
	7.20	"
	1.41	"
Peso de la Tierra	31.90	"
Suma de Momentos	137.12	"

Momentos de Fuerzas Horizontales

Fricción$_{op}$	2.30	Ton-m.
Empuje de Tierra	43.41	"
Suma de Momentos	45.79	"

Coeficiente de Volteo:

$$C_v = \frac{137.12}{45.79} = 2.994$$

Excentricidad:

ANALISIS DE LA SECCION A 3.18 m. BAJO LA SUBCORONA:

Empuje de Tierras a 3.18 m. bajo la Sub-corona:

$$E_t = \frac{1.8 \times 25.9}{2} \times 0.335 = 7.80 \text{ Ton.}$$

$$\bar{H} = 5.09/3 = 1.36 \text{ m.}$$

$$M_{E_t} = 7.80 \times 1.36 = 10.60 \text{ Ton-m.}$$

Volumen del prisma de tierra:

$$V_{p_t} = 2.65 \text{ m}^3.$$

Peso del Prisma de Tierra:

$$P_t = 2.65 \times 1.800 = 4.77 \text{ Ton.}$$

Distancia del Eje AA' al centro de gravedad del prisma de tierra:

$$X_{og} = 2.66 \text{ m.}$$

Volúmenes de las diferentes Secciones

Sección 3)

$$V_3 = 7.44 \text{ m}^3.$$

Sección 4)

$$V_4 = 1.32 \text{ "}$$

Sección 5)

$$V_5 = 0.36 \text{ "}$$

Peso Propio de cada una de las Secciones:

Peso de la Sección 3)

$P_3 = 7.44 \times 2.2. = 16.37$ Ton.

Peso de la Sección 4)

$P_4 = 1.32 \times 2.20 = 2.90$ "

Peso de la Sección 5)

$P_5 = 0.36 \times 2.40 = 0.86$ "

Distancia al Centro de Gravedad de cada una de las secciones:

$X_3 = 1.49$

$X_4 = 1.84$

$X_5 = 1.01$

Momentos

Momento del peso de la sección 3)

$M_3 = 16.37 \times 1.49 = 24.39$ Ton-m.

Momento del peso de la sección 4)

$M_4 = 2.90 \times 1.84 = 5.34$ Ton-m.

Momento del peso de la sección 5)

$M_5 = 0.86 \times 1.01 = 0.87$ Ton-m.

Carga Permanente = 6.8 Ton.

Carga Móvil = 5.3 Ton.

Brazo de palanca de la carga Permanente = 1.16

Brazo de palanca de la carga Móvil = 1.16

Momento de la Carga Permanente = 7.88 Ton-m.

Momento de la Carga Móvil = 6.15 "

COMBINACION DE CARGAS (A): Cargas Permanente, Carga Móvil, Peso Propio, Peso del Prisma de Tierra, Fricción y Empuje de Tierras:

DESLIZAMIENTO:

Cargas Verticales			Cargas Horizontales:		
Carga Permanente	6.80	Ton.	Fricción	0.315	Ton.
Carga Móvil	5.30	"	Empuje de Tierras	7.80	"
Peso Propio	16.37	"	Suma de Cargas Horiz.	8.115	"
	2.90	"			
	0.86	"			
Peso del prisma de tierra	4.77	"			
Suma de Cargas Vert.	37.00	"			

El coeficiente de seguridad al deslizamiento será:

$$C_d = \frac{37.00 \times 0.7}{8.115} = 3.191; \text{ mayor que 2.}$$

VOLTEAMIENTO:

Momento de Fuerzas Verticales			Momento de Fuerzas Horizontales:		
Carga Permanente	7.88	Ton-m.	Fricción	1.00	Ton-m.
Carga Móvil	6.15	"	Empuje de Tierra	10.60	"
Peso Propio	24.39	"	Suma de Momentos	11.60	"
	5.34	"			
	0.87	"			
Peso del Prisma de Tierra	12.69				
Suma de Momentos	57.32				

El coeficiente de seguridad al volteamiento será:

$$C_v = \frac{57.32}{11.60} = 4.94; \text{ mayor que 2.}$$

Excentricidad:

$$e = 1.50 - \frac{57.32 - 11.60}{37.00} = 1.50 - 1.24 = 0.26 \text{ m.}$$

Esfuerzos:

$$f = \frac{37.00}{3.00}\left(1 \pm \frac{6 \times 0.26}{3.00}\right) = 12.33\ (1 \pm 0.52)$$

Esfuerzo Máximo = 12.33 x 1.52 = 18.74 Ton/ m^2 = 1.87 kg/cm^2.

Esfuerzo Mínimo = 12.33 x 0.48 = 5.91 " = 0.60 "

COMBINACION (B) DE CARGAS: En esta combinación intervienen las siguientes cargas:

Carga Permanente, Carga Móvil, Peso Propio, Peso del Prisma de Tierra, y Empuje de Tierras:

DESLIZAMIENTO:

Suma de Cargas Verticales: 37.00 Ton.

Suma de Cargas Horizontales: 7.8 "

El coeficiente de deslizamiento será:

$$C_d = \frac{37.00 \times 0.70}{7.8} = 3.32; \text{ mayor que (2)}$$

VOLTEAMIENTO:

Suma de Momentos de las Cargas Verticales = 57.32 Ton-m.

Suma de Momentos de las Cargas Horizontales 10.60 "

El coeficiente de seguridad al volteamiento será:

$$C_v = \frac{57.32}{10.60} = 5.4; \text{ mayor que 2.}$$

Excentricidad:

$$e = 1.50 - \frac{57.32 - 10.60}{37.00} = 1.50 - 1.26 = 0.24 \text{ m.}$$

Esfuerzos:

$$f = 12.33 \left(1 \pm \frac{6 \times 0.24}{3.00} \right) =$$

$$= 12.33 \left(1 \pm 0.48 \right)$$

Esfuerzo Máximo = 12.33 x 1.48 = 18.25 Ton/m^2 = 1.83 kg/cm^2.

Esfuerzo Mínimo = 12.33 x 0.52 = 6.41 " = 0.64 "

Se puede observar que todos los coeficientes y esfuerzos se encuentran dentro de la seguridad.

PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION:

Las pilas y los estribos se harán con mampostería de tercera clase Trabes y losas se harán de concreto reforzado.

A continuación se describirá el procedimiento para la elaboración tanto de materiales, como elementos de la obra.

MAMPOSTERIA DE TERCERA CLASE:

Este tipo de mampostería es la que se construye con piedra sin labrar, junteada ésta con mortero de cemento ó cal Hidratada, sin el requisito de formar hiladas.

Para la construcción de este tipo de mampostería se hace uso de los siguientes materiales:

Piedra
Arena
Cemento ó Cal Hidratada
Agua.

La piedra deberá estar limpia. Se lavará si sus caras tienen tierra, arcilla o cualesquiera otra materia extraña; y se rechazarán todas aquellas piedras que contengan grasas, aceites ó materias extrañas que no sea posible remover.

El peso máximo de las piedras no deberá exceder de los 30 Kg. Serán homogéneas, y sus granos razonablemente finos, su consistencia será tal, que permita labrarla; las piedras deberán ser sanas y no estarán intemperizadas. No se aceptarán piedras con grietas ni reventadas, ni aquellas que tengan la forma de lajas.

Su resistencia mínima a compresión deberá ser (estando seca ó húmeda) 150 kg/cm^2.

Su porcentaje de absorción será 4.

Su densidad mínima 2.3

Su resistencia al intemperismo, dada en porciento de la pérdida de peso, después de cinco ciclos en solución saturada de Sulfato de Sodio, deberá ser de un 10%.

MORTEROS EMPLEADOS EN LA ELABORACION DE LA MAMPOSTERIA DE TERCERA.

Mortero Cal-Arena (Proporción 1:3)

Esta mezcla se hará sobre una artesa de madera. La arena y la calhidra (producto comercial hecho a base de cal apagada) en la proporción requerida se mezclarán en seco hasta que se tenga un color uniforme; una vez que se tenga esto se le agregará agua hasta que adquiera la consistencia deseada.

Este mortero puede emplearse inmediatamente. Se le puede aumentar agua de vez en cuando para restituir así la que se pudiera perder por evaporación, en aquellos casos en que el tiempo de preparación y el de uso no sean contínuos y se pueda observar que la mezcla no es trabajable.

Mortero Cemento-Arena (Proporción 1:5)

Para la elaboración de este mortero se seguirá el mismo procedimiento anterior; sólo que una vez mezclados los dos materiales y habiéndoles agregado agua hasta tener una mezcla manejable, deberá usarse de inmediato, procurando agotarlo en un término no mayor de una hora. Y por ningún motivo se permitirá rehumedecerlo.

CIMBRAS EMPLEADAS EN LA FABRICACION DE LOSAS Y TRABES:

La escuadría de las piezas de madera por usar deberá ser tal que tenga la resistencia y rigidez necesarias y suficientes para soportar las cargas verticales y empujes laterales, así como las cargas adicionales propias de las operaciones de vaciado y vibrado del concreto.

Los moldes se sujetarán firmemente a fín de evitar deformaciones en la superficie del concreto, así mismo se evitarán todas aquellas hendiduras por las cuales pueda escaparse la lechada de cemento evitando así acabados defectuosos.

Todos los amarres o soportes que sean utilizados para sujetar los moldes deberán removerse y sacarse una vez vaciado el concreto con excepción de los metálicos, que pueden permanecer ahogados en él.

La superficie de los moldes de madera deberán protegerse con una mano de lubricante, para de esa manera conservar la cimbra y evitar asimismo que el concreto se adhiera a ella.

Antes de vaciar el concreto los moldes deben estar empapados, para de esa manera evitar que la madera absorva el agua del concreto.

Antes de que se lleve a cabo el colado deben revisarse cuidadosamente todos los moldes meticulosamente, puntales, amarres distribución y colocación del fierro, etc., a fín de percatarse que las operaciones propias del colado del concreto se harán en un plan de absoluta seguridad y así mismo se removerán o modificarán los que se encuentren defectuosos.

Se podrán descimbrar losas y trabes a los 20 días del vaciado. Cachetes de trabes, losas y guarniciones a los 4 días.

FIERRO DE REFUERZO EMPLEADO EN LA ELABORACION DEL CONCRETO ARMADO:

Deberá estar formado por barras de fierro corrugado cuyos diámetros se encuentran especificados en los planos constructivos (Ver plano 3). Debe estar antes de su colocación libre de moho o de cualquier materia extraña que lo recubra y perjudique su adherencia.

Cuando se tenga que doblar el fierro podrá hacerse con grifos ó en su defecto utilizar pernos u otro elemento que facilite el trabajo del doblado, siempre y cuando el dobles tenga un diámetro mínimo de cuatro veces el diámetro de la varilla ó el mínimo especificado para su doblado.

En ningún caso se recurrirá a calentar el fierro para facilitar el doblado. Deberá vigilarse que todo el fierro sea recto, admitiendo que solo sea doblado solo en aquellas partes que los planos constructivos lo indiquen.

En losas y trabes no deberán hacerse empalmes en puntos de esfuerzos máximos sin la autorisación del Director de la obra. En caso de hacerse la superposición deberá ser tal que transmita los esfuerzos entre las barras por adherencia y esfuerzo cortante.

Los empalmes deberán amarrarse con alambre recocido de primera calidad.

Cuando el diámetro de la varilla sea mayor de 5/8" los traslapes deberán soldarse juntamente con soleras opuestas y en una longitud mínima de quince veces el diámetro debiendo considerarse en soldadura eléctrica cuatro hilos de esta.

De cualquier manera se presentarán al laboratorio varias uniones para que ejecute las pruebas y determine las fatigas máximas de trabajo.

El director de la obra deberá tener la seguridad de las fatigas máximas de trabajo a que puedan sujetarse los diferentes diámetros -

de varilla corrugada que se reciba en una obra, ya sea solicitándose directamente del laboratorio de las laminadoras dichas fatigas, o enviando muestras a los laboratorios de ensaya de materiales.

ELABORACION DE LOS CONCRETOS A EMPLEARSE EN LOSAS Y TRABES.

Grava (Agregado grueso)

El agregado grueso que se empleé en la elaboración de un concreto deberá estar constituido por fragmentos de roca sana los granos - deben ser duros y resistentes. Se considera agregado grueso, aquel que pasa por la malla # 4, de 5 cm. por lado y si es cuadrada y/o su equivalente en área si es redonda. El agregado se considerará ideal si el tamaño del mismo, en un 50% está comprendido entre los 0.5 cm. y 1.9 cm.- y el otro 50% entre 1.9 cm. y 3.8 cm.

Todas las partículas deberán ser esféricas o cúbicas y en ningún momento deberán tener formas alargadas ó lajeadas. El contenido de Limo y Arcilla nunca deberá exceder del 1% en peso. Se evitará el contenido de materia orgánica en lo absoluto, así como las sales u otras — substancias que puedan perjudicar el uso correcto del concreto. La composición granulómetrica del confitillo debe ser en forma tal que, una — vez hecha la revoltura, facilite su manejo, evitando el tener que re— currir al aumento excesivo de otros ingredientes (arena, cemento y —— agua).

Arena (Agregado fino)

El agregado fino que se empleé en la fabricación del concreto deberá estar constituido por fragmentos de roca sana; los granos deben- ser duros y resistentes. Se considera agregado fino aquel que pasa por la malla número cuatro de medio centímetro por lado, si es cuadrado ó - su equivalente en área si es redondo.

Todas las partículas deberán ser esféricas ó cúbicas y en ningún momento deberán ser lajeadas ó de formas alargadas.

En el agregado fino debe vigilarse el contenido de limo y arcilla, que no deberá exceder del 3% en peso, así como asegurarse de que no contenga materias orgánicas. Las partículas como tepetate, pómez, — etc., no deberán exceder del 6% en peso.

Si una vez hecha la prueba de color A.S.T.M. (c.40) ésta resulta satisfactoria el agregado fino es correcto.

La composición granulométrica de la arena debe ser en forma tal que, una vez hecha la revoltura, facilite su manejo evitando el tener que recurrir al aumento excesivo de los otros ingredientes.

Cemento:

El cemento que se use para la fabricación del concreto deberá ser Portland.

Se vigilará en toda la obra su perfecto almacenamiento en bodegas cerradas, ó, en su defecto, se procurará tenerlo tapado para evitar que absorva humedad del medio ambiente. Se acomodará en pilas perfectamente arregladas sobre un entarimado, procurando dejar una cámara de aire entre el suelo y el entarimado para evitar la transminación de la humedad del suelo al cemento.

Deberá rechazarse el cemento que por cualquier causa se haya endurecido.

Agua:

En la elaboración del concreto deberá emplearse agua limpia que no contenga elementos que puedan ser perjudiciales; así mismo eliminarse las materias orgánicas, las arcillas las, sales, y sobre todo los sulfatos y cloruros.

Mezclado:

Las mezclas hechas en revolvedora mecánica no deben durar nunca menos de un minuto y medio en el tambor así el tiempo entre revolturas no deberá ser nunca menor de tres minutos y medio. El cucharón deberá conservarse bien cerrado mientras dura la operación de mezclado dentro del tambor.

A fin de cuidar completamente del funcionamiento correcto del tambor este deberá quedar completamente limpio después de hacer cualquier colado, evitando en lo absoluto que quede concreto adherido a las aspas.

Vaciado:

El vaciado del concreto puede hacerse a cualquier hora del día o de la noche. Sin embargo se preferirá en lo posible hacerlos a la luz del día, colando solo de noche cuando solo sea indispensable.

Cuando se cuele de día debentomarse las precauciones necesarias a fin de poderlo terminar con la lus del día. En caso contrario debe proveerse un alumbrado conveniente para esta operación.

El concreto deberá depositarse en los moldes en capas no mayores de los 25 cm. de espesor, una a continuación de la otra, sin dar tiempo a que empiece el fraguado; cada capa se irá vibrando ó picando con varillas o herramientas a manera de calzadores. Como complemento de lo anterior un albañil con una cuchara procurará elevar la lechada a la parte superior sumergiéndola varias veces.

Cuando por causas ajenas se debiera de suspender un colado, deberán proveerse juntas de construcción (Verticales normal a la dirección) de los esfuerzos principales, localizando estas juntas donde el esfuerzocortante es nulo. Al reanudar el vaciado en la sección suspendida deberátratarse la junta dejada previamente (raspándola y quitando el polvo quese haya adherido a la superficie).

Una vez que el concreto comience a fraguar, se dejará reposar como mínimo 8 (ocho) horas. En este lapso, se vigilará que sobre el elemento colado no se coloquen cargas; así mismo se cuidará que no se transite sobre la superficie.

Curado:

El curado del concreto se efectúa cubriendo su superficie con una película impermeable de asfalto, alquitrán, silicatos de sodio, etc., o sencillamente mojando con agua la superficie colada. En tiempo de calores deberá agregarse mayor cantidad de agua, en virtud de que las pérdidas por evaporación son mayores. Puede tenderse sobre la superficie de concreto una capa de arena que se mantendrá húmeda durante el curado. Cuando menos unos quince días es necesario vigilar la humedad del concreto.

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS DE MORTEROS MAMPOSTERIA Y CONCRETOS A USARSE.

1.-MORTEROS.

a) Mortero Cal-Arena (proporción 1:3)

Calhidra	Ton	0.256	$ 270.00	$ 69.12
Arena	M^3	1.098	25.10	27.55
Mano de Obra (peón mezclando)	L	0.480	21.75	10.44
			COSTO POR M^3	$ 107.11

b) Mortero Cemento-Arena (proporción 1:5)

Cemento	Ton	0.286	$ 370.00	$ 105.82
Arena (desperdicio)	M^3	1.203	25.10	30.19
Mano de Obra (peón mezclando)	L	0.675	21.75	14.68
			COSTO POR M^3	$ 150.69

2.-MAMPOSTERIAS.

a) Mampostería de 3a (piedra limpia sin labrar con Mortero Cal-Arena en (proporción 1:3)

Piedra con 50% vacíos	M^3	1.500	$ 23.35	$ 35.02
Mortero (30% vacíos) + 10% de desperdicio	M^3	0.330	107.11	35.34
Mano de Obra albañil	L	0.500	35.00	17.50
" " " peón	L	0.500	21.75	10.88
			COSTO POR M^3	$ 98.74

b) Mampostería de 3a (piedra limpia sin labrar con mortero Cemento-Arena (proporción 1:5)

Piedra (50% vacíos)	M^3	1.500	$ 23.35	$ 35.02
Mortero (30% vacíos 10% desperdicio	M^3	0.330	150.69	49.72
Mano de Obra albañil	L	0.500	35.00	17.50
" " " peón	L	0.500	21.75	10.88
			COSTO POR M^3	$ 113.12

3.-CONCRETOS

a) Concreto Simple $f'c = 180\ kg/cm^2$

Proporción 1:2:2

Cemento (0.412 + 2% desperdicio)	Ton	0.420	370.00	$ 155.40
Arena (0.544 + 2% ")	M^3	0.555	25.10	13.93
Grava (0.544 + 2% ")	"	0.555	25.10	13.93
Agua (398/50) 0.026	"	0.207	0.20	0.04
Mezclado (revolvedora)	"	1.000	17.22	17.22
Vaciado (peón)	"	1.000	18.11	18.11
Vibrado	"	1.000	3.74	3.74
		COSTO POR M^3 . . .		$ 222.37

b) Concreto Simple $f'c = 140\ kg/cm^2$

Proporción 1:2:3.5

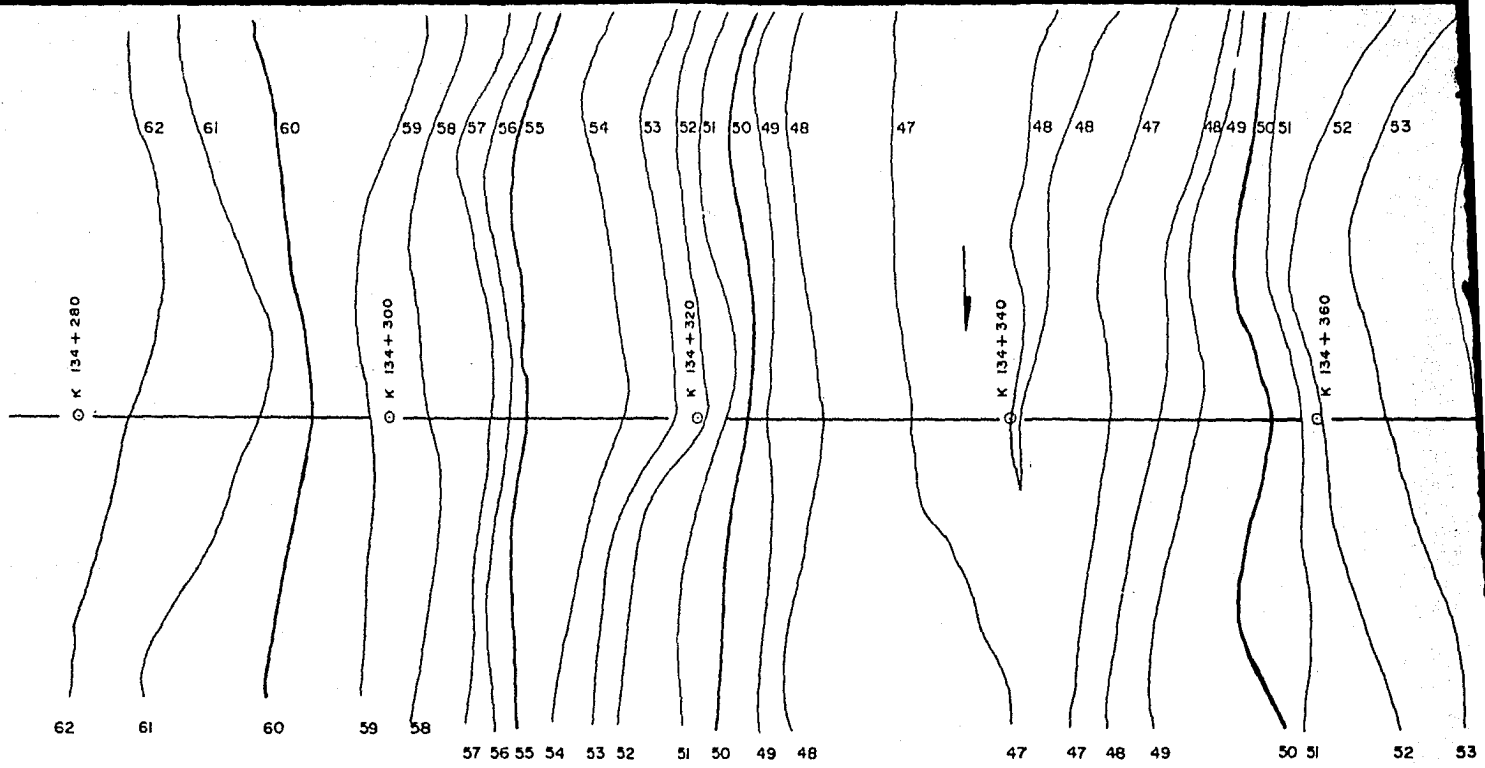
Cemento (0.325 + 2% desperdicio)	Ton	0.332	370.00	122.84
Arena (0.429 + " ")	M^3	0.438	25.10	10.99
Grava (0.750 + " ")	"	0.765	25.10	19.20
Agua (332/50) 0.032	"	0.212	0.20	0.04
Mezclado (revolvedora)	"	1.000	17.22	17.22
Vaciado (peón)	"	1.000	18.11	18.11
Vibrador	"	1.000	3.74	3.74
		COSTO POR M^3 . . .		192.14

- P R E S U P U E S T O -

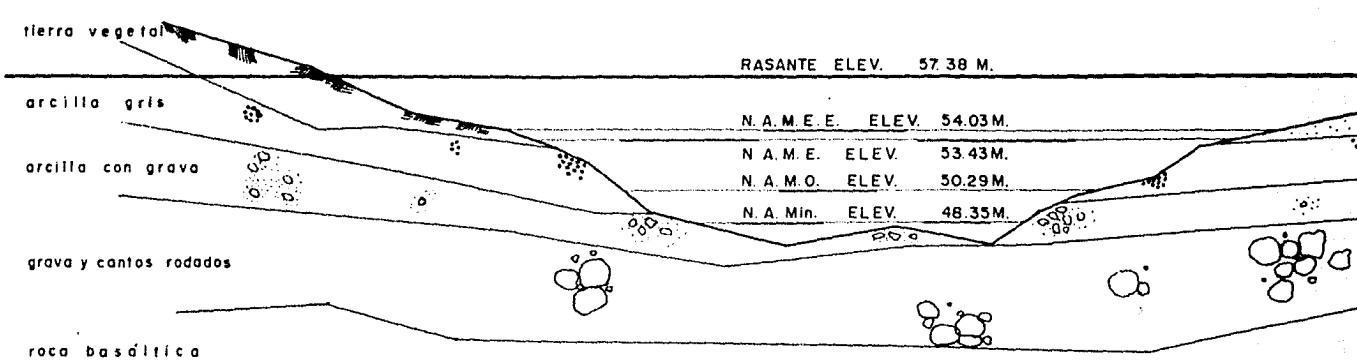
CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	I M P O R T E
1.- PREPARACION Y LIMPIA	M^2	1400.	2.00	2,800.00
2.- TRAZO Y NIVELACION	1	LOTE	3000.00	3,000.00
3.- EXCAVACION	M^3	995.00	13.70	13,631.50
4.- PLANTILLA	M^2	194.00	24.92	4,834.48
5.- MAMPOSTERIAS	M^3	458.14	98.74	45,236.74
6.- CIMBRA LOSAS	M^2	375.40	59.40	22,298.76
7.- CIMBRA TRABES	M^2	287.92	67.84	19,532.49
8.- CONCRETO SIMPLE F'C=140	M^3	16.40	192.14	3,151.09
9.- CONCRETO SIMPLE F'C=180	M^3	117.13	222.37	26,046.20
10.- R E F U E R Z O	Kg.	33,786	3.86	130,413.96
11.- ACERO ESTRUCTURAL	Kg	175	4.95	866.50
12.- P L O M O	Kg	132	18.75	2,475.00
13.- D R E N E S	PZA.	25	35.00	875.00
14.- ADMINISTRACION	1	LOTE	27,500.00	27,500.00
		I M P O R T E	DEL PUENTE.-	$ 302,661.72

BIBLIOGRAFIA

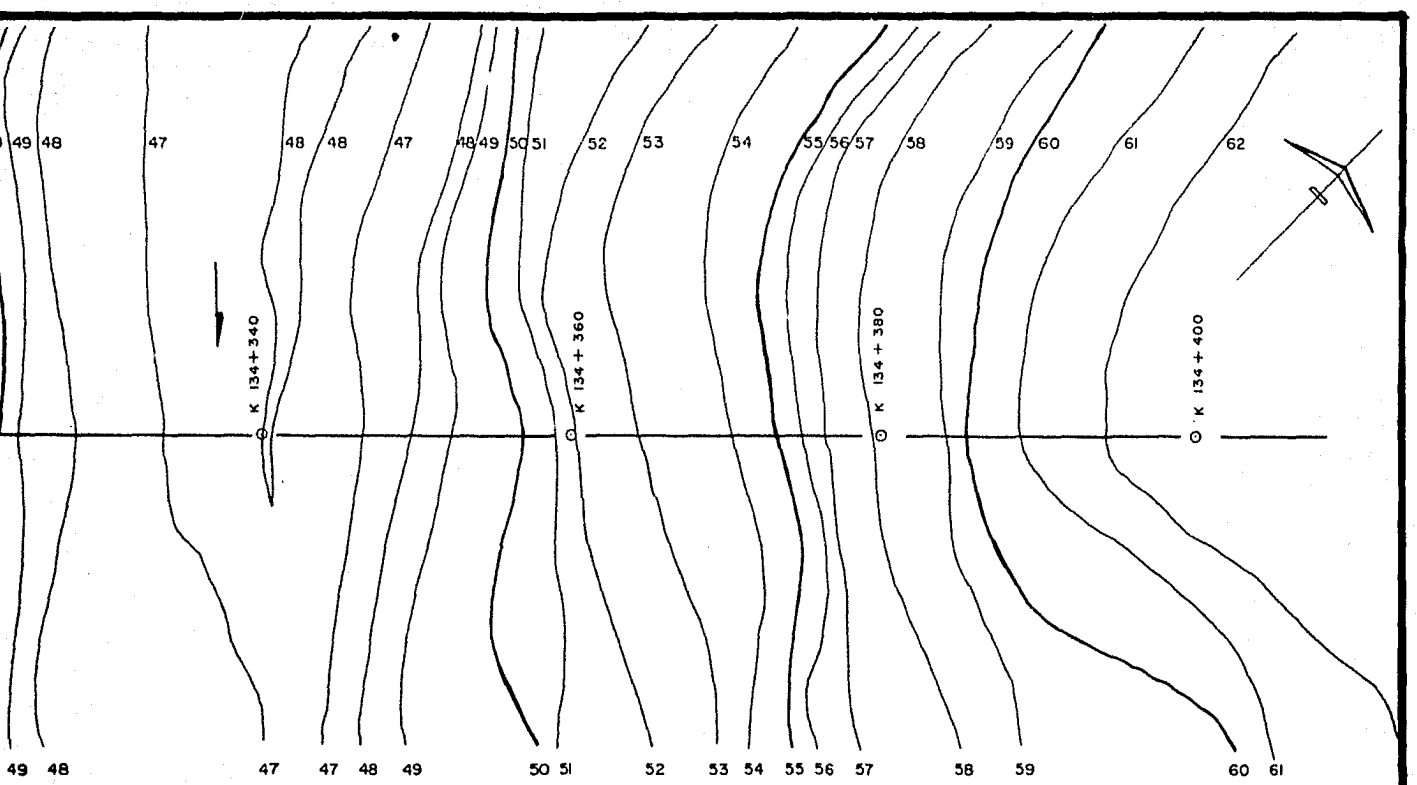
Métodos Topograficos	R. Toscano
Geología Para Ingenieros	R. F. Legget.
Hidraulica	S. Trueba Coronel
Apuntes de la Clase de Puentes	C. Guerrero y Gama
Standard Specifications for Highway bridges	A A S H O
Normas y Costos de Construcción	A. Plazola Cisneros
Resistencia de Materiales de	Fred B. Seely
Estática Aplicada	R. Saliger.
Estructuras de Concreto	Alfonso Olvera L.
Hormigón Armado (Tomos III y IV)	Forestier.
Design of Concrete Structures	L. Church Urquart & C. E. O'Rourke
Design of Highway Bridges	M. S. Ketchum.



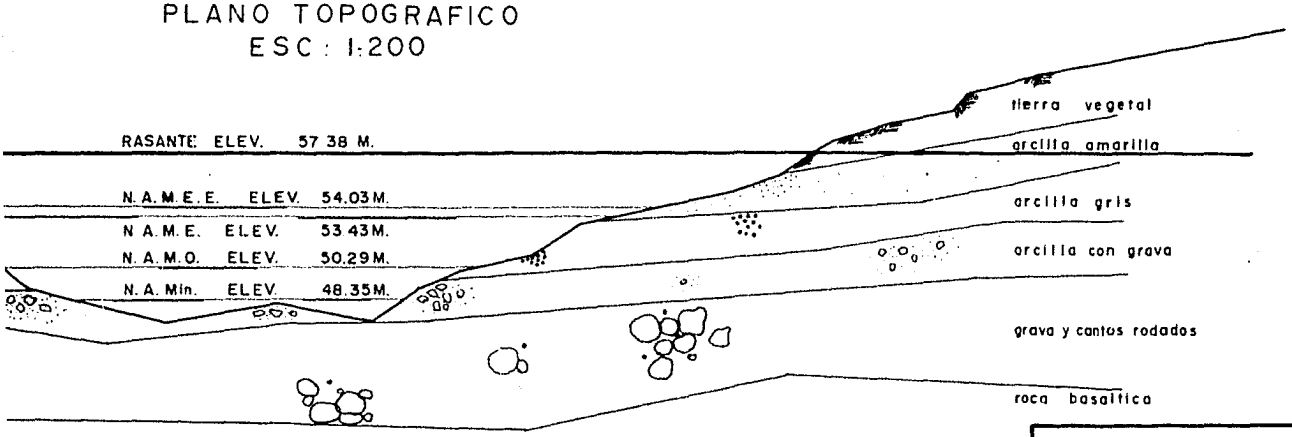
PLANO TOPOGRAFICO
ESC: 1:200



CORTE GEOLOGICO
ESC: VERT. 1:200
ESC: HOR 1:200

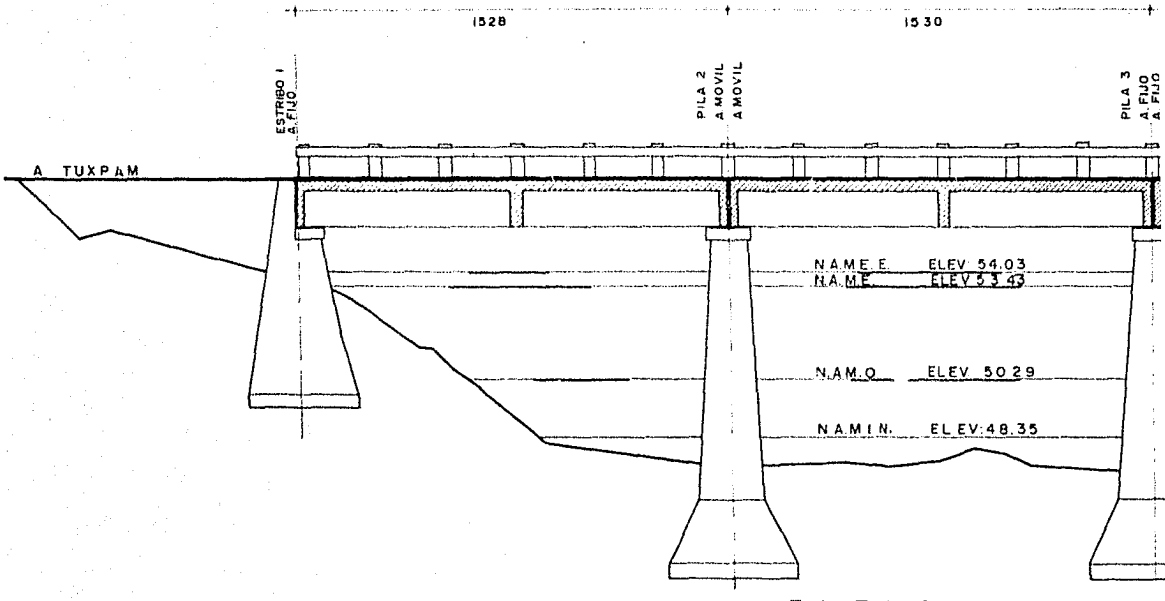


PLANO TOPOGRAFICO
ESC: 1:200

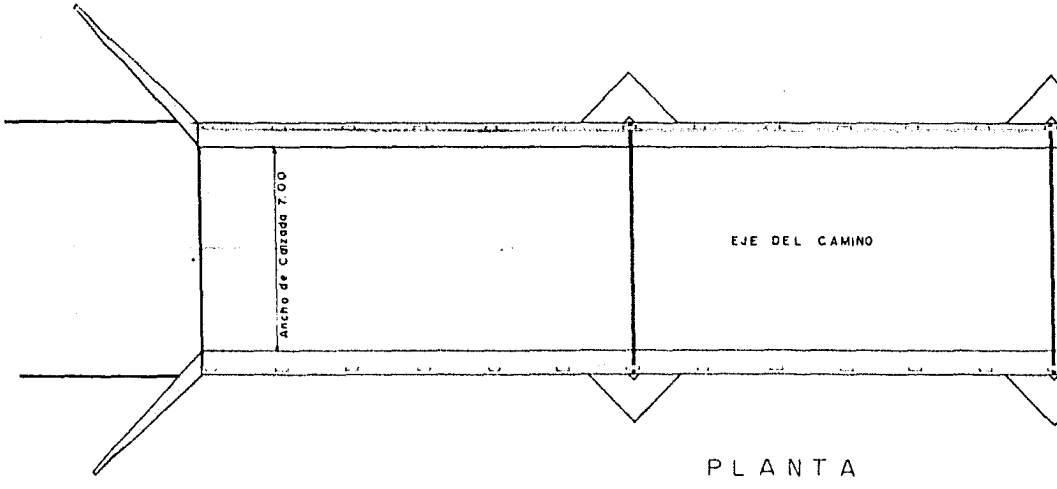


CORTE GEOLOGICO
ESC: VERT. 1:200
ESC: HOR 1:200

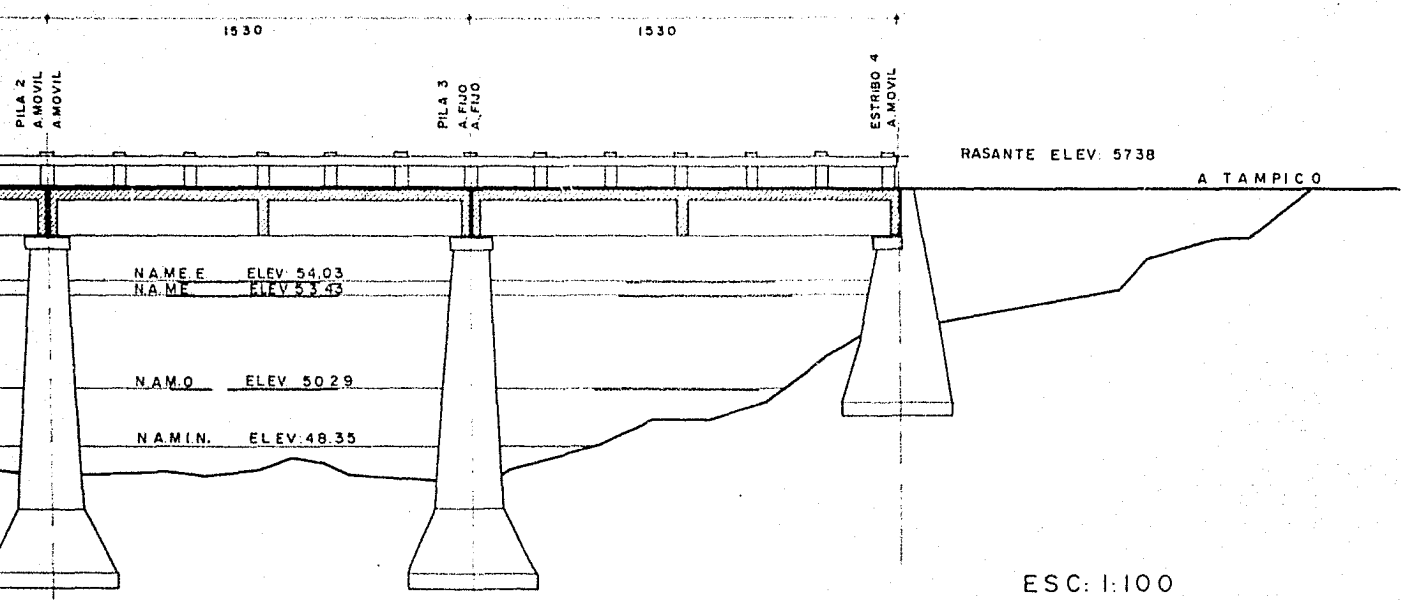
F.A.I. U.A.G.	
TESIS PROFESIONAL.	
PUENTE TERRERO	
CAMINO TUXPAM - TAMPICO	
PLANO TOPOGRAFICO	I
CORTE GEOLOGICO	
JORGE HUMBERTO TORRES AGUAYO	



ELEVACION
CORTE POR ℄

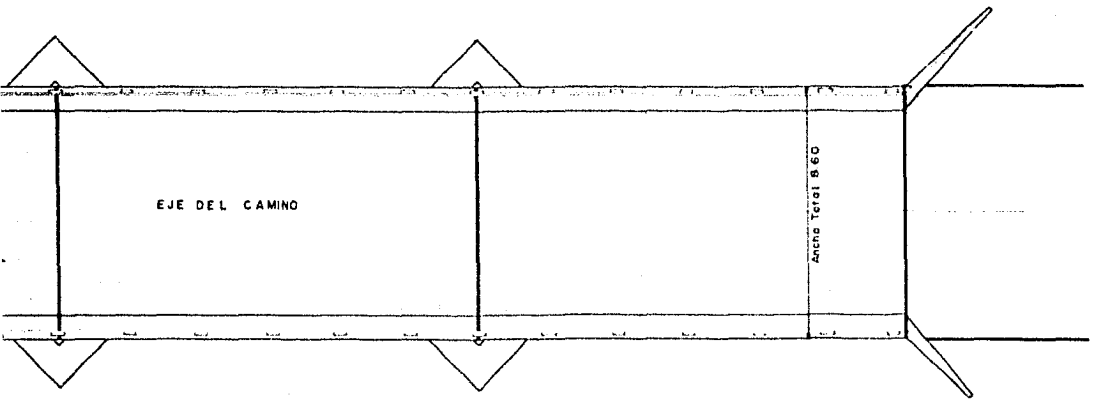


PLANTA



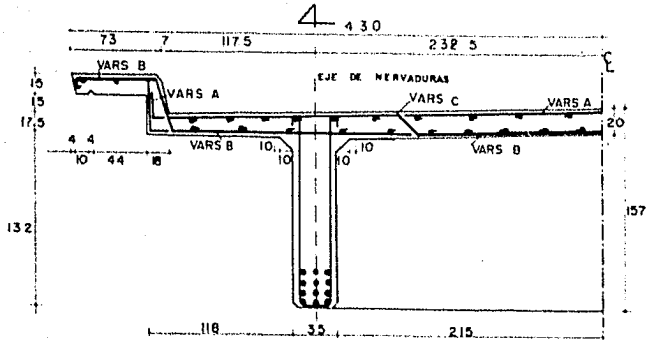
ESC: 1:100

ELEVACION
CORTE POR ℄

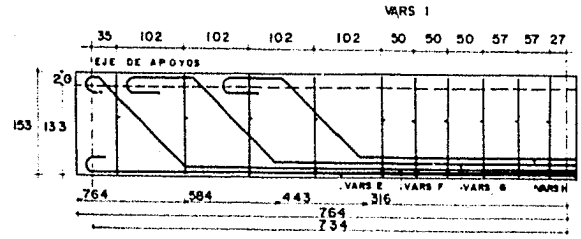


PLANTA

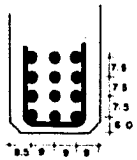
FAI UAG	
TESIS PROFESIONAL	
PUENTE "TERRERO"	
CAMINO TUXPAM—TAMPICO	
ELEVACION PLANTA	2
JORGE HUMBERTO TORRES AGUAYO	



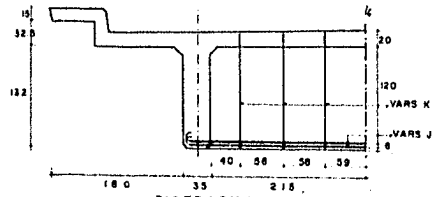
MEDIO CORTE TRANSVERSAL



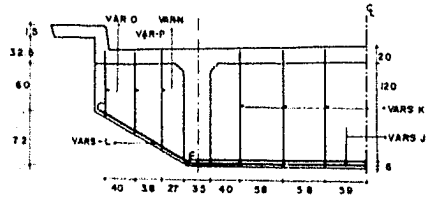
MEDIO CORTE A-A'



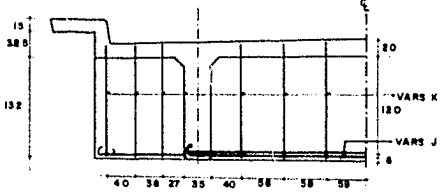
DETALLE
REFUERZO DE LA NERVADURA



DIAFRAGMA INTERMEDIO

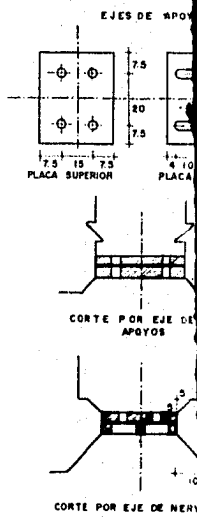


DIAFRAGMA EXTREMO TIPO '1'

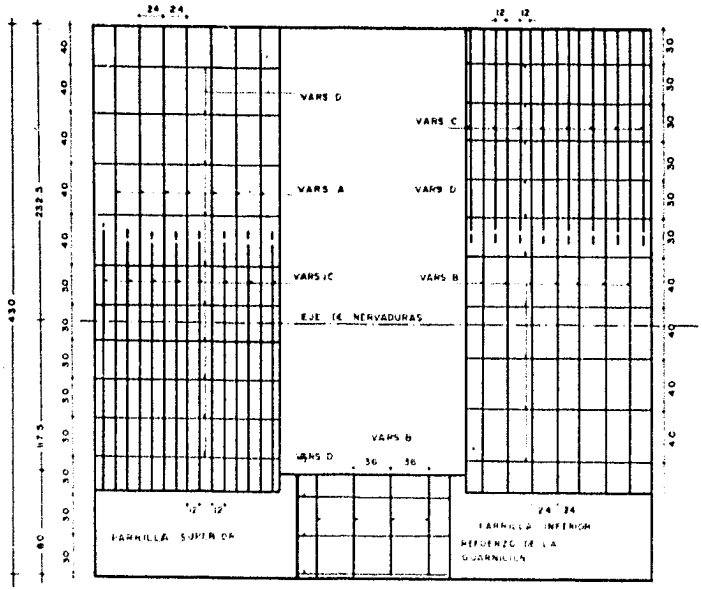


DIAFRAGMA EXTREMO TIPO '2'

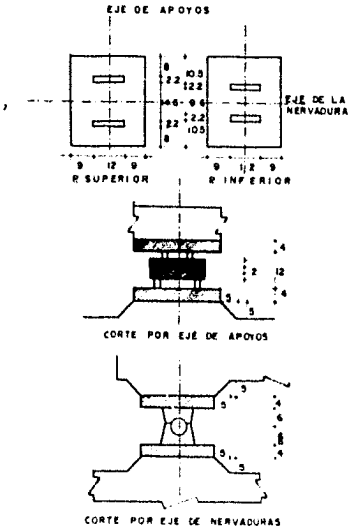
D I A F R A G M A S



APOYO MOV.



MEDIA PLANTA PARCIAL

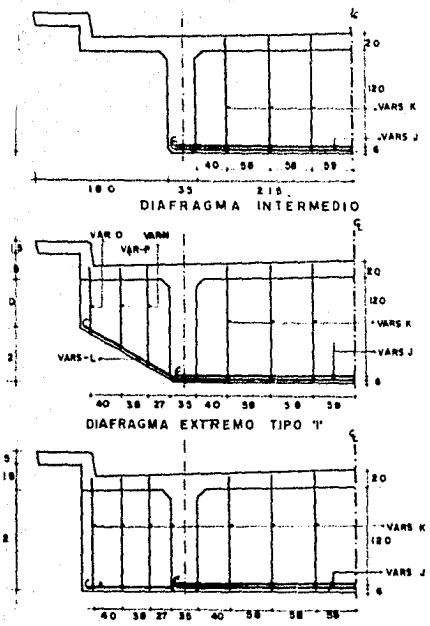


APOYO FIJO

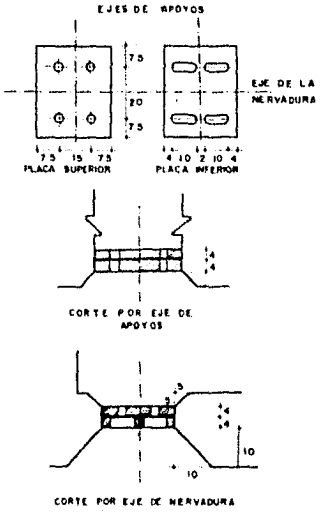
LISTA DE VARIL

LOSAS Y GUARNICIONES	A	3/4	4815	7540		
	B	"	6803	8039		
	C	"	5325	8356		
	D	1/2	7024	7003		
TRABES	E	1/2	122	121		
	F	"	110	110		
	G	"	117	116		
	H	"	84	83		
	I	1/2	143	142		
DIAFRAGMAS	J	5/8	109	170		
	K	5/8	138	218		
	L	5/8	28	44		
	M	"	29	45		
	N	1/2	20	20		
	O	"	2.70	25		
	P	"	3.00	29		

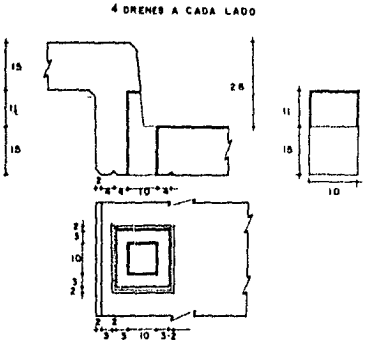
CROQUI



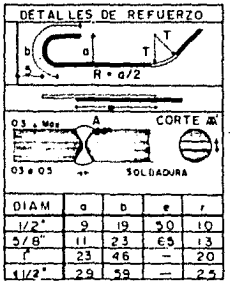
D I A F R A G M A S



APOYO MOVIL

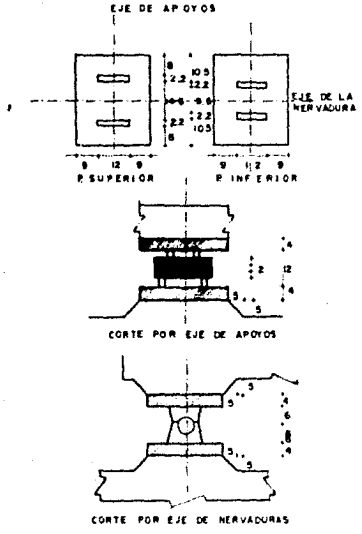


D R E N E S



DIAM	a	b	e	r
1/2"	9	19	30	10
5/8"	11	23	65	13
1"	23	46	—	20
1 1/2"	29	59	—	25

CONCRETO F'_c = 180 kg/cm² en TRABES Y LOSAS
" " " = 140 " " CORONAS



APOYO FIJO

LISTA DE VARILLAS

	LUGAR	TIPO	DIAM"	LONG. TOT.	PESO	CROQUIS	a	b	c
LOSAS Y GUARNICIONES	A	5/8	4815	7540		748			
	B	"	4893	8839	56	682 / 692 / 666			
	C	"	5325	8338	66	192 / 360 / 192			
	D	1/2	7024	7002		1527			
TRABES	E	1/2	122	121		1532			
	F	"	110	110			1168	12	21
	G	"	117	118	129	b	886	120	118
	H	"	94	93			632	120	98
	I	1/2	143	142	34	148			
DIAFRAGMAS	J	5/8	109	170		482			
	K	5/8	138	216	22	147			
	L	5/8	28	44	72	112 / 582 / 112			
	M	"	29	45		724			
	N	1/2	210	20	22	a	82		
	O	"	270	25			104		
	P	"	300	29			125		

F. A. I. U. A. G.	
TESIS PROFESIONAL	
PUENTE TERRERO	
CAMINO TUXPAM-TAMPICO	
PLANO CONSTRUCTIVO	3
JORGE HUMBERTO TORRES AGUAYO	