

3204

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

Facultad de Ingeniería

DESCARTE

PROYECTO DE UN PUENTE DEFINITIVO PARA CAMINO PARA
CRUZAR EL RIO AYUTLA, KMT. 79+120, CAMINO TIERRA
COLORADA-AYUTLA, TRAMO "LAS MESAS-AYUTLA",
CON ORIGEN EN TIERRA COLORADA, GRO.

T E S I S

Que para obtener el Título de:

INGENIERO CIVIL

p r e s e n t a

JOSE IGNACIO LABADIE CASTELLOT

México, D. F.

1965



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

A mis padres
con devoción y respeto

A la memoria de mi hermana Jacqueline

A mi hermano Raúl

Al Sr. Antonio J. Bermúdez
con profundo agradecimiento

A mis maestros
con toda mi gratitud



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

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

Al Pasante señor José Ignacio LABADIE CASTELLOT
P r e s e n t e

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

PROYECTO DE UN PUENTE DEFINITIVO PARA CAMINO PARA CRUZAR EL RÍO AYUTLA, KMT. 79 + 120, CAMINO TIERRA COLORADA - AYUTLA, TRAMO " LAS MESAS - AYUTLA ", CON ORIGEN EN TIERRA COLORADA, GUERRERO

"El río Ayutla presenta en el lugar del cruce una anchura aproximada de 78 m, con un tirante de aguas máximas extraordinarias de 3.80 m, un tirante de aguas mínimas de 1.00 m, una velocidad media de 5.28 m/seg. y un gasto total de 918 m³/seg.

En la margen derecha se encuentran capas sucesivas de tierra vegetal, arena limosa compacta y granito sano a una profundidad de 3.00 m sobre el terreno natural.

En la margen izquierda aparecen capas sucesivas de arena, granito poco alterado, arena muy compacta y granito sano a una profundidad de 2.00 m.

En el fondo del cauce aparece una lente de grava, arena y boleos de un espesor de 2.20 m, a partir de la cual se encuentra ya el granito sano que puede soportar un esfuerzo de seguridad de 4 Kg/cm².

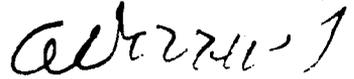
Se deberá tener en cuenta para el desarrollo de esta Tesis, un ancho de camino de 9.50 m, con calzada de 7.50 m para camiones tipo H-15 S-12; banquetas de 0.80 de ancho y parapetos de 150 Kg/ml cada uno; debiendo utilizarse en forma general para el cálculo de este puente Especificaciones AASHO.

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

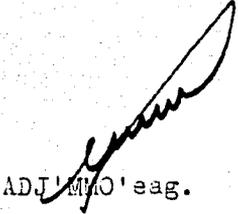
Ruego a usted tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar examen profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares,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

Muy atentamente

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
México, D.F. 25 de Marzo de 1965.
EL DIRECTOR



Ing. Antonio Dovalí Jaime



ADJ' MIO' eag.

Capítulo I

GENERALIDADES

GENERALIDADES

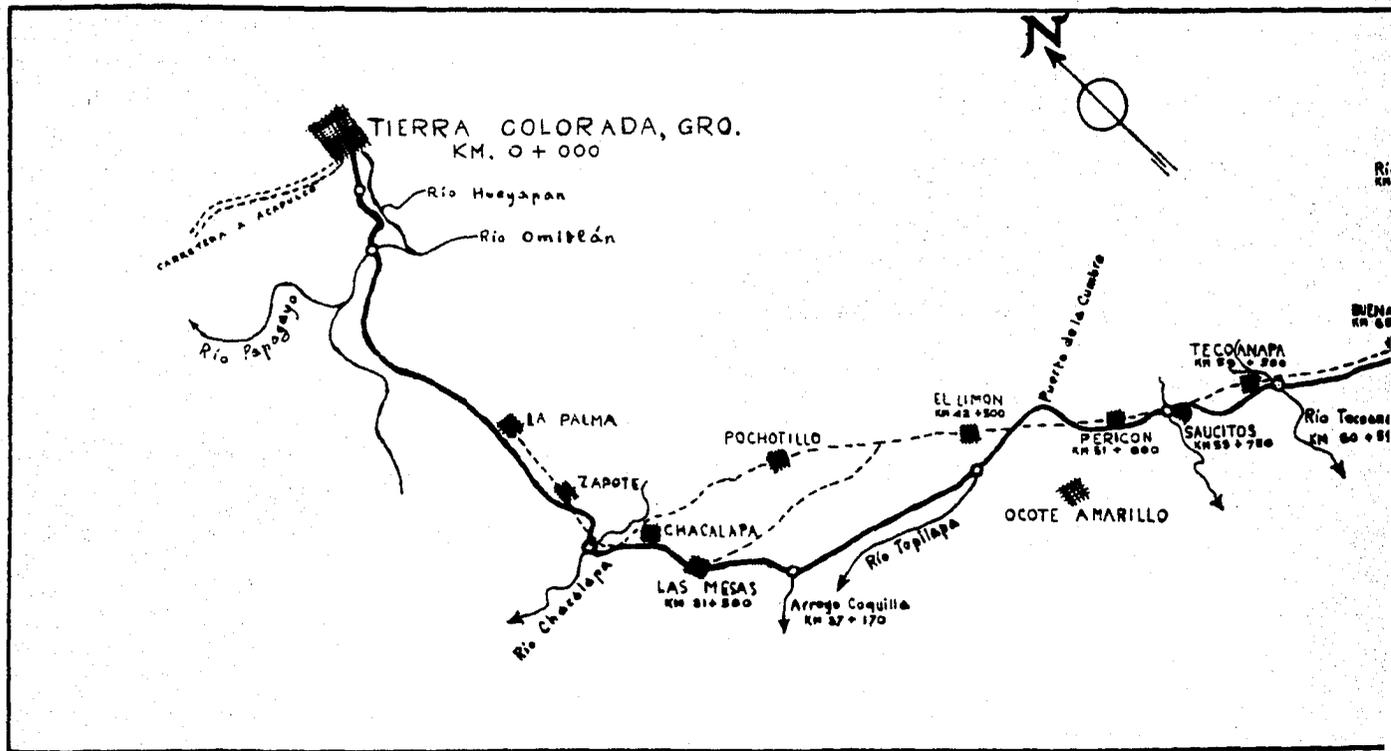
Debido al desarrollo y evolución necesarios, México, al igual que la mayoría de los países progresistas del mundo, está llevando a cabo actualmente, entre otras muchas obras importantes, la construcción de una gran red de caminos, los cuales van desde los troncales o de primer orden hasta los vecinales, vías de comunicación que unidas integran nuestra red vial, constituyéndose este factor decisivo para el desenvolvimiento económico y social del país.

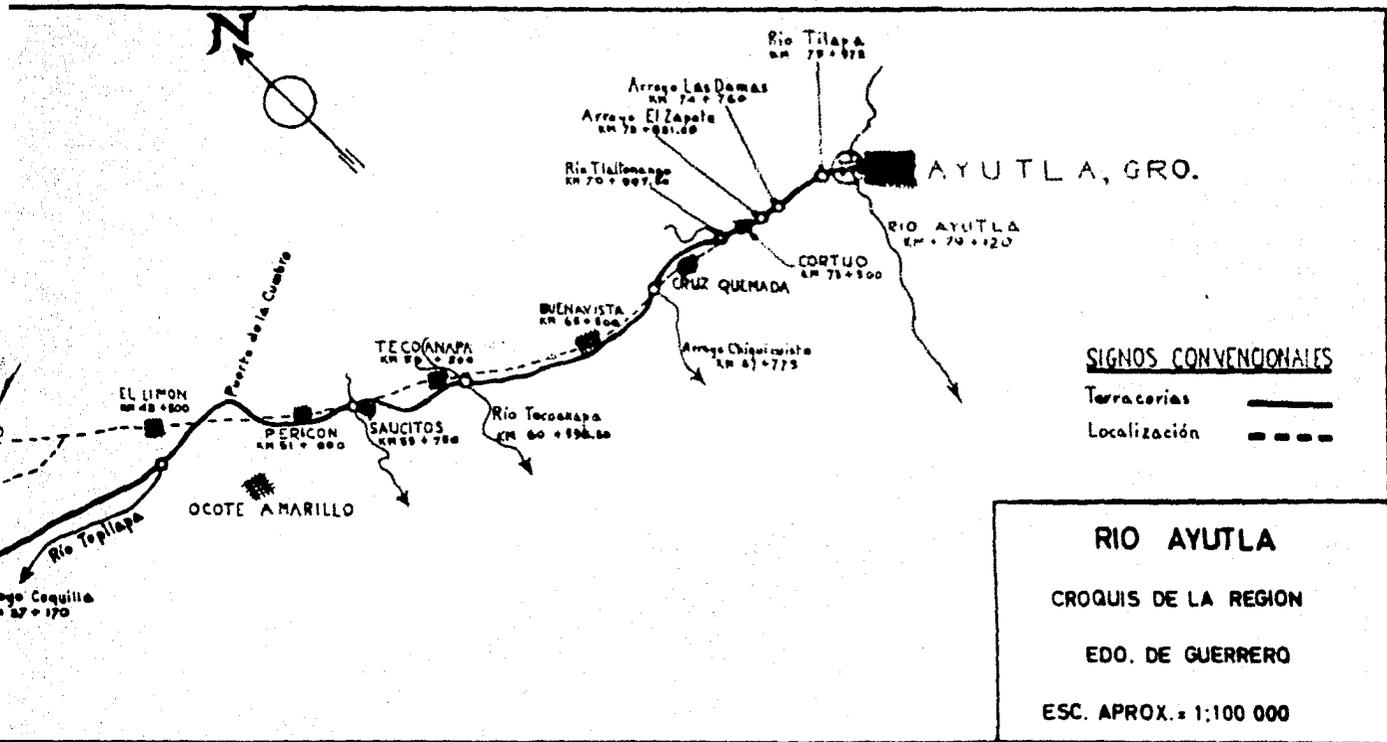
El puente de nuestro estudio se encuentra situado en el Estado de Guerrero, región cuyo clima, como la configuración del suelo, es variadísimo, y en algunas zonas, malsano.

El camino al cual pertenece este importante cruce, es el de Tierra Colorada - Ayutla, con origen en Tierra Colorada, Gro.; el puente quedará localizado en el tramo Las Mesas - Ayutla, correspondiendo el kilometraje en el centro del cauce y en la sección elegida para el cruce, al K 79 + 120. El cruce será sobre el río Ayutla, obstáculo natural en la carretera mencionada.

Este camino atraviesa las siguientes poblaciones: Tierra Colorada, Las Mesas, El Limón, Ayutla, y posteriormente, Cruz Grande.

El cruce del río Ayutla es el más importante de los de





este camino, con un gasto total de $918.61 \text{ m}^3/\text{seg}$. Su pendiente hidráulica es suave, (0.006), presentando una caída de unos 8 m de altura, como á 130m del lado de aguas arriba del sitio elegido, lo que hace que su velocidad media sea fuerte, de 5.28 m/seg.

Este cruce toma el nombre de la población de "Ayutla", Gro., cuya posición geográfica es:

Latitud Norte $16^\circ 54'$

Longitud Oeste $99^\circ 20'$

población ribereña que deja el río en su margen izquierda ; su cauce es muy pedregoso, y presenta afloraciones de roca con formas caprichosas a causa de la erosión.

El río Ayutla nace con el nombre de Zapote y recibe por la derecha los ríos Ayutla y Tecoanapa unidos. Toma hacia el Sur y desagua en la laguna de Nexpa, también llamada de San Marcos, que se comunica con el Océano Pacífico por las bocas del Río y Santa Rosa.

Su cuenca tiene 1540 Kmts^2 de superficie y su longitud es de 50 Kmts. Es corriente permanente en su parte baja.

La población de Ayutla, Gro., que es francamente calurosa y tropical, tiene 2,500 habitantes, siendo cabecera del municipio del mismo nombre, con 19,600 habitantes, los cuales, sumados a los de la extensa región a la cual dará

vida el camino Tierra Colorada - Ayutla, quedando unidos y beneficiados por esta vía de comunicación, beneficio que se traduce en un importante impulso a la economía regional, así como en un aumento en el nivel de vida de sus habitantes.

Como acabo de señalar, este camino, y por consiguiente el puente "Ayutla", entre otros beneficios como son la sanidad y la educación, podrá dar salida a los productos de las fuentes de riqueza de la región, y por ende, de Ayutla, consistiendo las principales en la agricultura y la ganadería. Los productos más comunes de la primera, son: arroz, maíz, frijol, camote, chile, ajonjolí, ixtle, algodón, cacao, café, tabaco y caña de azúcar. Como puede observarse, nuestra región en estudio puede tener un gran potencial económico. En cuanto a la ganadería, la principal especie la constituye el ganado vacuno.

Desafortunadamente, esta región no ha alcanzado el desarrollo económico necesario para su progreso definitivo, por carecer primordialmente de vías de comunicación suficientes y funcionales, y hallándose muy abajo de otras regiones de la misma Entidad Federativa en donde existen algunas fábricas de hilados y tejidos de algodón, de cigarros, establecimientos de aprovechamiento de caña de azúcar (ingenios) y destilerías de aguardiente.

Por desgracia, en esta región y en la zona de nuestro

4

cruce, dominan ciertas enfermedades endémicas, como las paperas, el bocio, y el mal del pinto.

Por todo lo anteriormente expuesto, queda comprobada la importancia de la obra, la cual (camino y puente), una vez realizada, y como ya señalé, dará un gran impulso a la economía; condiciones sanitarias y educacionales de la región, traduciéndose estas indiscutibles ventajas en un mejor y definitivo aumento en el nivel de vida de sus habitantes. Por último, los productos de esta zona tendrán eficaz salida, por lo cual, miles de ciudadanos más y varias partes de nuestro país también resultarán beneficiados con esta obra.

Además, la construcción de este camino representa un gran ahorro de tiempo y distancia para los viajeros que confronten la necesidad de trasladarse de la ciudad de México a la costa sur-occidental de los Estados de Guerrero y Oaxaca, sin tener necesidad de pasar por el puerto de Acaapulco, y viceversa.

ESTUDIOS DE CAMPO

1.- Topográficos

Se buscó alojar el trazo en la zona en que el cruce fuera normal a la corriente, y puesto que el cauce del río en este lugar es suficientemente recto y no divaga, la sección

escogida es la que ofreció mejores condiciones generales, dando la menor longitud de puente, respetándose el nivel de la rasante previamente trazada, obteniendo de esta manera un espacio libre vertical suficiente, mayor de 2.50m, que es la distancia vertical mínima fijada por las brigadas de topografía de la S.O.P., para permitir el paso de los cuerpos flotantes, ya que este río no es navegable.

Los estudios topográficos nos proporcionaron los siguientes datos de la sección transversal del cauce del río en la zona de cruce:

N.A.M.E. : 319.00 m ; tirante = 3.99 m

N.A.M.O. : 318.40 m ; tirante = 3.39 m

N.A.míns : 316.01 m ; tirante = 1.00 m

Las elevaciones se tomaron con respecto al banco de nivel B.N. - 79 - 3 á 24.00 m a la derecha de la estación --- 78 + 988.00, elevación = 329.880 m.

2.- Hidráulicos

Para conocer el gasto del río, se levantó un perfil longitudinal del eje del cauce, así como las secciones transversales correspondientes en la zona del cruce, y mediante el método de sección y pendiente y la aplicación de la fórmula de Manning, calculándose la velocidad media y el gasto en avenidas máximas, obteniéndose :

$$v = 5.28 \text{ m/seg} ; Q = 918.61 \text{ m}^3/\text{seg} ; A_{\text{hidráulica}} = 173.98 \text{ m}^2$$

Para calcular el gasto se tomó $n = 0.035$ para el cauce profundo y las márgenes.

Cálculo de la sobreelevación del tirante, al considerar el Anteproyecto N° 2, que posteriormente presento:

$$Q_{\text{Total}} = 918.61 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$A = \text{Area hidráulica sin estrangular} \pm 174.0 \text{ m}^2$$

Area obstruída por pilas y estribos =

$$= 11.98 \text{ m}^2 \pm 12.00 \text{ m}^2$$

$$\therefore a = \text{Area hidráulica estrangulada} = 162.0 \text{ m}^2$$

$$\text{Sobre elevación N.A.M.E.} = \frac{v_1^2}{2g} - \frac{v_2^2}{2g} = \Delta h$$

Por el Principio de Continuidad :

$$v_1 = \frac{Q}{a} = \frac{918.61}{162.0} \pm 5.70 \text{ m/seg}$$

$$v_2 = \frac{Q}{A} = \frac{918.61}{174.0} \pm 5.30 \text{ m/seg}$$

$$\therefore \Delta h = \frac{(5.70)^2 - (5.30)^2}{19.6} = 0.22 \text{ m} = \underline{22 \text{ cm}}$$

3.- Geológicos

En la sección transversal del terreno a lo largo del eje del camino en el sitio del cruce, se efectuaron sondeos empleándose el método de "a cielo abierto", a pico, pala y barreta, encontrándose que el fondo del cauce es

muy pedregoso, presentando grandes afloraciones de roca (granito).

Para mayores datos, véase el plano del "Perfil de suelos" o "Corte geológico".

Como dato complementario, conviene hacer notar que la construcción del puente deberá efectuarse durante los meses de Noviembre a Junio, pues en este lapso de tiempo, el río lleva un tirante mínimo.

Capítulo II

ELECCION DEL TIPO DE PUENTE

ELECCION DEL TIPO DE PUENTE

La elección del tipo de puente definitivo constituye un problema que solamente puede ser resuelto basándose en la experiencia o trato con el proyecto de puentes, en virtud de que existe una gama de soluciones al problema, pero en general, siempre hay una que es, si no la más económica, sí la más viable, y es la que trataré de encontrar mediante la elaboración de varios anteproyectos.

Todo tipo de puente, como obra que es de ingeniería civil, necesita llenar los siguientes requisitos: funcionalidad, economía y estética.

De acuerdo con los datos topográficos, hidráulicos y geológicos o de Mecánica de Suelos, se eligió el sitio de cruce de entre varios posibles en donde se podía alojar el puente, y el más apropiado resultó ser un lugar determinado con una longitud de cruce normal de 78.00m, que fué la menor obtenida entre otros sitios probables, llegándose al puente por medio de terracerías de acceso.

Como enuncié anteriormente, para lanzarse al proyecto definitivo, es necesario el análisis de varios anteproyectos con objeto de definir el tipo de puente más económico y que reúna las mayores ventajas posibles.

Propongo en este trabajo dos anteproyectos a continuación, teniendo en cuenta que el ancho de calzada para el puente es de 7.50m con 2 líneas de tránsito y banquetas de 0.80m cada una:

ANTEPROYECTO N° 1

Superestructura.- Consta de 2 tramos de 30.00m cada uno de losa con 2 nervaduras de concreto reforzado de $f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$.

Subestructura.- Consta de 2 estribos de mampostería y una pila única central, de concreto ciclópeo, apoyada sobre un cilindro.

PRESUPUESTO DE LA SUBESTRUCTURA				
CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
Excavaciones estribos	1400	m ³	20.00	28 000
Relleno y apisonado	270	m ³	25.00	6 750
Bombeo de agua de 6" ϕ (estribos)	180	Hora	30.00	5 400
Mampostería de 3 ^a clase con mortero de cemento 1:5 para estribos	1650	m ³	100.00	165 000
Concreto de $f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ en coronas y diafragmas	9	m ³	600.00	5 400
Acero de refuerzo en coronas y diafragmas	490	Kg	4.00	1 960
Acero estructural en cuchillas	860	Kg	8.00	6 880
Concreto de $f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ en paredes y taponés del cilindro	50	m ³	550.00	27 500
Acero de refuerzo en cilindros y pilas	3600	Kg	4.00	14 400
Concreto ciclópeo de $f'_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$ en el cuerpo de la pila	45	m ³	600.00	27 000
Concreto de $f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ en cabezal de pila	16	m ³	600.00	9 600
Hincado del cilindro	4	ml	400.00	1 600
Suma Parcial				\$ 299 490.00

PRESUPUESTO DE LA SUPERESTRUCTURA				
CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO Unitario	IMPORTE
Concreto de $f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ en losas nervuradas (incluyendo cimbra y obra falsa)	235	m ³	600.00	141 000
En parapetos ($f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$)	10	m ³	600.00	6 000
Acero de refuerzo	52 000	Kg	4.00	208 000
Neopreno	14	dm ³	72.00	1 010
Acero estructural en apoyos	4	Kg	6.00	24
Asfalto	460	m ²	15.00	6 900
Drenes	40	Pieza	25.00	1 000
Suma Parcial			\$ 363 934.00	
Suma Total			\$ 663 424.00	
10% Imprevistos			\$ 66 342.40	
COSTO TOTAL			\$ 729 766.40	

Costo por ml de puente:

\$ 729 766.40 ÷ \$ 12 000

60.0

Superestructura.- Consta de 3 tramos de 20.00m cada uno, losa nervurada de concreto reforzado $f' = 200 \text{ Kg/cm}^2$, con parapeto de vigas y pilastras de concreto armado.

Subestructura.- Consta de 2 estribos de mampostería de 3ª clase cimentados por superficie, y 2 pilas de concreto ciclópeo desplantadas sobre cilindros.

PRESUPUESTO DE LA SUBESTRUCTURA				
CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
Excavaciones estribos	1400	m ³	20.00	28 000
Relleno y apisonado	266	m ³	25.00	6 670
Bombeo de agua de 6" ϕ (estribos)	180	Hora	30.00	5 400
Mampostería de 3ª clase con mortero de cemento 1:5 para estribos	1600	m ³	100.00	160 000
Concreto de $f' = 200 \text{ Kg/cm}^2$ en coronas y diafragmas	8	m ³	600.00	4 800
Acero de refuerzo en coronas y diafragmas	480	Kg	4.00	1 920
Acero estructural en cuchillas	1600	Kg	8.00	12 800
Concreto de $f' = 200 \text{ Kg/cm}^2$ en paredes y tapones de cilindros	90	m ³	550.00	49 500
Acero de refuerzo en cilindros y pilas	7000	Kg	4.00	28 000
Concreto ciclópeo de $f' = 100 \text{ Kg/cm}^2$ en cuerpos de pilas	82	m ³	600.00	49 200
Concreto de $f' = 200 \text{ Kg/cm}^2$ en cabezales de pilas	32	m ³	600.00	19 200
Hincado de cilindros	7.50	ml	400.00	3 000
Suma Parcial			\$ 368 490.00	

PRESUPUESTO DE LA SUPERESTRUCTURA				
CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
Concreto de $f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ en losas nervuradas (incluyendo cimbra y obra falsa)	170	m^3	600.00	102 000
En parapetos ($f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$)	8	m^3	600.00	4 800
Acero de refuerzo	40 000	Kg	4.00	160 000
Neopreno	21	dm^3	72.00	1 510
Acero estructural en apoyos	6	Kg	6.00	36
Asfalto	460	m^2	15.00	6 900
Drenes	42	Pieza	25.00	1 050
Suma Parcial			\$ 276 296.00	
Suma Total			\$ 644 786.00	
10% Imprevistos			\$ 64 478.60	
COSTO TOTAL			\$ 709 264.60	

Costo por ml de puente:

$$\frac{\$ 709\,264.60}{60.0} = \underline{\underline{\$ 11\,800}}$$

Con los anteproyectos anteriores, formo una tabla resumen con objeto de compararlos y escoger el más viable y económico:

Anteproyecto	Costo de la Subestructura	Costo de la Superestructura	Costo Total incluyendo 10% imprevistos	Costo / ml
1	\$ 299 490.00	\$ 363 934.00	\$729 766.40	\$12 000
2	\$ 368 490.00	\$ 276 296.00	\$709 264.60	\$11 800

En esta tabla se puede apreciar que el tipo de puente más económico es el N° 2, o sea el de 3 claros de 20.00m cada uno; sin embargo, procede analizar las ventajas y desventajas de este tipo de puente con respecto al primer anteproyecto, para comprobar si el segundo es el más adecuado.

La losa con 2 nervaduras de concreto reforzado de 2 claros de 30.00m cada uno, presenta un costo mayor que el otro caso, teniendo además una pila al centro del cauce, lo cual constituye un obstáculo de consideración para los materiales que arrastra el río, los que en su mayor parte tienden a circular por el centro de la corriente, debido a la mayor velocidad del agua por el mismo, hecho que daría lugar a choques frecuentes y constantes de esos arrastres contra la pila, con los consiguientes daños a ésta. Además, esta solución es francamente antiestética.

La losa nervurada de 2 traveses de concreto reforzado, en 3 claros de 20.00m cada uno, es la que tiene costo menor y la ventaja de no tener pila al centro del cauce, sino que presenta 2 pilas, las cuales no disminuyen considerablemente el área hidráulica bajo el puente, dejando libre de obstáculos el centro del cauce.

La solución de losa con 2 nervaduras de concreto reforzado en 4 tramos de 15.00m cada uno, es inoperante en este caso, en vista de que necesito disponer de un claro mínimo de 20.00m, con objeto de permitir el paso de los cuerpos flotantes.

De lo expuesto, se puede concluir que tanto en el aspecto económico como en el constructivo, el tipo de puente más adecuado a la solución de nuestro problema es el de losa con 2 nervaduras de concreto reforzado, en 3 tramos de 20.00m cada uno, en virtud de que su funcionamiento hidráulico también es satisfactorio.

A continuación, paso a analizar la alternativa de edificar el puente, considerándolo como viga continua o como vigas libremente apoyadas.

Partiendo de los estudios geológicos y puesto que no se tiene un suelo ideal, aun en el caso de disponer de un estrato bastante uniforme de granito sano, debo tener en cuenta la posibilidad de desplazamientos diferenciales difíciles de calcular, que en una trabe o viga continua nos provocaría momentos parásitos; por lo cual, para obviar esta dificultad, se diseñará el puente a base de vigas libremente apoyadas, en las que de llegarse a presentar un asen-

-tamiento diferencial de los apoyos, solamente basta ajustar las juntas de dilatación. Además, en el caso de viga continua habría necesidad de colar toda la superestructura en una sola operación; en cambio, en las vigas libremente apoyadas se puede colar un tramo y utilizar la misma cimbra y obra falsa para colar los siguientes, dado que cuento con suficiente tiempo para esta operación, en vista de que la construcción del puente debe hacerse durante los meses de Noviembre a Junio, en los cuales el río lleva un tirante mínimo.

Por otra parte, la supervisión del armado y del colado debe ser más minuciosa en vigas continuas, que para el caso de vigas libremente apoyadas. Finalmente, como resultado de los análisis anteriores, el puente constará de 3 tramos libremente apoyados de 20.00m de longitud cada uno, de losa con 2 nervaduras de concreto reforzado de $f'_c = 200$ Kg/cm².

Antes de iniciar este proyecto definitivo, es pertinente aclarar que no se hizo el análisis de costo de losa con 3 nervaduras de concreto armado, ya que este tipo es económico para claros hasta de 12.00m como máximo, y en nuestro caso no es costeable.

Tampoco se hizo el análisis de losa sobre trabes de concreto presforzado, porque este tipo de estructuras es económico para claros de 35.00m en adelante, y nuestros tramos escogidos son de 20.00m.

Además, no consideré necesario elaborar anteproyecto de losa de concreto sobre trabes de acero, pues aunque

por altura de subestructura si procedería la solución men-
cionada, el puente, por estar situado en una zona tropical
húmeda y salobre por su relativa cercanía a la costa, im -
plicaría frecuentes y constantes gastos de conservación
de la estructura metálica, lo cual haría oneroso el mante
nimiento del puente.

Hechas las aclaraciones anteriores, paso al cálculo
del anteproyecto elegido (el N° 2)

Capítulo III

PROYECTO DEFINITIVO

PROYECTO DE LA SUPERESTRUCTURA

Descripción. - La superestructura consta de 3 tramos de losa nervurada de 20.00 m cada uno, de concreto reforzado de $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

Datos de proyecto:

Claro teórico	20.00 m
Longitud total	20.50 m
Ancho de calzada	7.50 m
Anchura de banquetas	0.80 m
Ancho total	9.10 m
Peralte de guarniciones	0.25 m
Número de nervaduras	2
Superficie de rodamiento terminada a máquina.	
Carga viva: 2 líneas de tránsito tipo H 15 - S 12, según especificaciones A.A.S.H.O.	

Constantes de cálculo para el concreto reforzado de $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

$$f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2 ; f_c = 0.40 f'_c = 80 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 1300 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 12$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{nf_c}} = \frac{1}{1 + \frac{1300}{12 \times 80}} = 0.424$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.424}{3} = 0.858$$

$$K = \frac{1}{2} f_c k j = \frac{1}{2} (80)(0.424)(0.858) = 14.7 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos permisibles

En el concreto a flexión, fibra extrema en compresión:

$$f_c = 0.40 f'_c = 80 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante como medida de la tensión diagonal en miembros de concreto reforzado sometidos a flexión:

$v_{\text{máx}} = 0.09 f'_c = 18 \text{ kg/cm}^2$ (cubriendo la tensión con acero de refuerzo, según Especificaciones del Departamento de Estructuras de la S.O.P.)

En el acero de refuerzo:

Tensión en miembros sujetos a flexión $f_b = 1300 \text{ kg/cm}^2$

Tensión en miembros sujetos a tensión diagonal... $f_v = 1300 \text{ kg/cm}^2$

Adherencia:

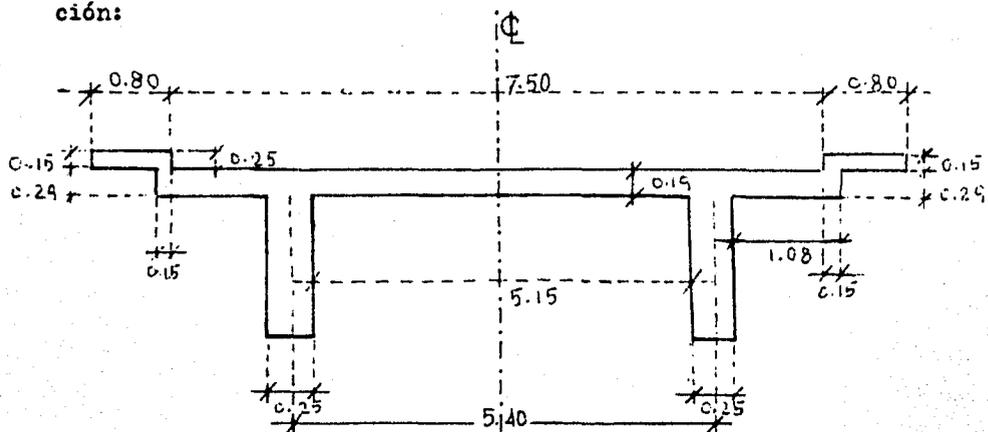
Varillas corrugadas..... $\mu = 0.10 f'_c = 20 \text{ kg/cm}^2$ (Según A.A.S.H.O.)

La tensión en el acero de refuerzo, en la varilla más alejada no deberá exceder de 1400 kg/cm^2

Separación entre nervaduras

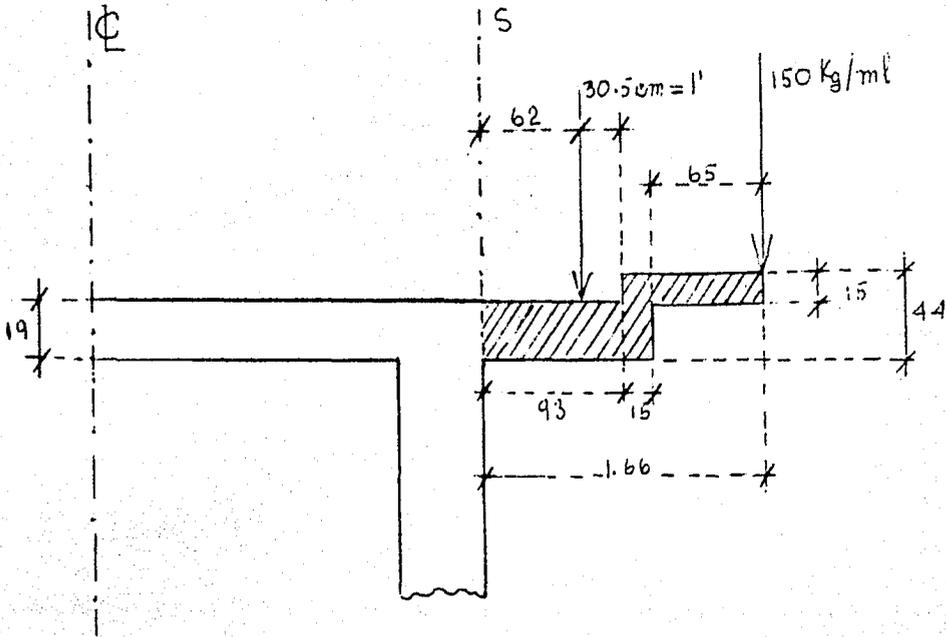
Esta separación la fijaré de modo que el momento negativo en valor absoluto, sea aproximadamente al momento positivo de la losa entre nervaduras, con objeto de proyectar la losa con un solo peralte.

Después de realizar varios tanteos, propongo la siguiente sección:



Dimensiones en mts.

DISEÑO DE LA LOSA



Dimensiones en cms

S = sección crítica

P_v (concreto) = Δ = 2400 kg/m³

Momentos en el voladizo, con respecto a la sección " S ", debidos a Carga Muerta:

$$0.93 \times 0.19 \times 1.00 \times 2400 \times 0.47 = 199 \text{ kg - m}$$

$$0.44 \times 0.15 \times 1.00 \times 2400 \times 1.01 = 160$$

$$0.65 \times 0.15 \times 1.00 \times 2400 \times 1.41 = 330$$

$$150 \times 1.66 = 249$$

$$\Sigma M_s = 938 \text{ kg-m/ml (de longitud de puente)}$$

$M_{CM} = 938 \text{ Kg - m}$

Carga Viva (momentos con respecto a la misma sección "S")

$$CV = H 15 - S 12$$

Considerando la rueda á 30 cms de la guarnición:

$$M_{cv} = Px = 5443 \times 0.62 = 3375 \text{ kg} - \text{m}$$

Ancho efectivo de distribución para una rueda, en voladizos (con refuerzo perpendicular al tránsito) :

$$E = 0.8 x + 1.14 ; M/\text{unidad de long.} = \frac{Px}{E}$$

En donde:

$$x = \text{distancia de la rueda a la sección "S"} = 62 \text{ cm}$$

$$P = \text{carga de una rueda} = 5443 \text{ kg}$$

$$E = 0.8 \times 0.62 + 1.14 = 1.64 \text{ m}$$

$$M_{cv} = \frac{5443 \times 0.62}{1.64} = \underline{2060 \text{ kg} - \text{m/ml}}$$

Coefficiente de impacto (I) = 30 %

$$\therefore M_I = 0.30 \times 2060 = \underline{618 \text{ kg} - \text{m}}$$

Por lo tanto, el momento total por ml, considerando el voladizo, vale:

$$M_T = 938 + 2060 + 618 =$$

3616 kg - m

Momento entre nervaduras

Para secciones críticas: $M_{CM} = \frac{wl^2}{10} ; M_{cv} = \frac{PL}{5E}$

Claro de cálculo = 5.15m

$$W_{CM} = 0.19 \times 1 \times 1 \times 2400 = 456 \text{ kg/m}^2$$

$$\therefore M_{CM} = \frac{456 \times 5.15^2}{10} = 1200 \text{ kg} - \text{m/m}$$

$$E = 0.4S + 1.14 = 0.4 \times 5.15 + 1.14 = 3.20 \text{ m}$$

$$\therefore M_{cv} = \pm \frac{5443 \times 5.15}{5 \times 3.20} = \pm \underline{1750 \text{ kg} - \text{m/m}}$$

$$\text{Impacto (I)} = \frac{15}{L + 38} = \frac{15}{5.15 + 38} = 0.35 = 30 \%$$

$$\therefore M_I = 0.30 \times 1750 = \underline{525 \text{ kg} - \text{m}}$$

$$M_T = 1200 + 1750 + 525 = \boxed{3475 \text{ kg} - \text{m}}$$

Por lo tanto, se acepta la separación de 5.40 m entre ejes de nervaduras, y se diseñará la losa con el momento mayor:

$$\underline{M = 3616 \text{ kg} - \text{m/m}}$$

Se proyectará la losa por flexión, según la Teoría Elástica, como sección balanceada simplemente armada:

$$d = \sqrt{\frac{M}{K b}} = \sqrt{\frac{3616 \times 100}{14.7 \times 100}} = 15.7 \text{ cm} \doteq \underline{\underline{16.0 \text{ cm}}}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{361600}{1300 \times 0.858 \times 16} = 20.3 \text{ cm}^2/\text{ml} (\text{de longitud de puente})$$

Utilizando varillas de $3/4" \phi$ ----- $a_s = 2.85 \text{ cm}^2$

$$\text{Separación de varillas centro a centro} = \frac{a_s \times 100}{A_s} = \frac{2.85 \times 100}{20.3} = 14.0 \text{ cm}$$

Recubrimiento = 3.0 cm 3.0 cm

Superficie de desgaste = ... 1.0 cm
4.0 cm

$$\therefore h_T = 16.0 + 4.0 =$$

$$\boxed{20.0^c}$$

Separación máxima admisible del refuerzo principal:

$$S_{\text{máx}} = 2.5 d = 2.5 \times 16.0 = 40.0 \text{ cm}$$

El refuerzo principal, quedará sobre nervaduras de la siguiente manera:

Lecho SuperiorVars. 3/4" Φ @ 14 cm
 Lecho InferiorVars. 3/4" Φ @ 28 cm

En el centro del claro:

Lecho Superior Vars. 3/4" Φ @ 28 cm
 Lecho Inferior Vars. 3/4" Φ @ 14 cm

Doblado de varillas

Para tomar momento negativo, las varillas del refuerzo principal se podrán doblar a la distancia:

$l = \sqrt{\frac{8}{8}}$ ---- a partir del centro del claro y medida sobre el Semiperalte de la losa

$$\therefore l = \frac{5.15}{\sqrt{8}} = \underline{\underline{1.82^m}}$$

Revisión por esfuerzo cortante y adherencia:

Cuando las losas se han calculado por flexión siguiendo todas las especificaciones correspondientes, no es necesaria esta revisión (según A.A.S.H.O).

Refuerzo de distribución (normal al principal)

Porcentaje del refuerzo principal necesario para tomar momento positivo:

$$(\%) = \frac{100}{\sqrt{S}} = \frac{100}{\sqrt{16.9}} = \underline{\underline{24.4\%}}$$

$$" S " \text{ en ft} = 5.15 \times 3.28 = 16.9$$

$$\therefore (A_s)_d = 0.244 \times 20.3 = 4.95 \approx 5.0 \text{ cm}^2/\text{m}^2 \text{ (transversal a la losa)}$$

$$\text{Usando varillas de } \Phi \text{ 1/2" } \text{-----} a_s = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$\therefore \text{Separación vars. de } \Phi \text{ 1/2" } = \frac{a_s \times 100}{A_s} = \frac{1.27 \times 100}{5.0} = \underline{\underline{25.4 \text{ cm}}}$$

$$\text{Separación vars. en la parrilla inferior} = \boxed{25.0 \text{ cm}} \text{ (Entre nervaduras)}$$

Refuerzo por temperatura (A_s)_t

$$(A_s)_t = 0.0015 bh = 0.0015 \times 100 \times 20 = 3.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usando varillas ϕ 1/2" : $\frac{1.27 \times 100}{3.00} = \underline{42.3 \text{ cm}} = S$

• Se colocarán \textcircled{a} 42.0 cm en la parrilla superior y en todo el ancho de la calzada.

Separación máxima del refuerzo secundario:

$$S_{\text{máx}} = 4d = 4 \times 16 = \underline{64 \text{ cm}} > \underline{42 \text{ cm}}$$

Refuerzo adicional sobre diafragmas y en la parrilla superior

$$(A_s)_{\text{ad}} = 0.5 (A_s)_{\text{ppa}} = 0.5 \times 20.3 = 10.2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Este refuerzo se colocará en una zona de longitud $\ell = \frac{1}{5}$.

• (distancia entre diafragmas)

$$\ell = \frac{1}{5} (6.70) = \underline{1.34 \text{ m}}$$

Utilizando varillas ϕ 1/2": separación = $\frac{1.27 \times 100}{10.2} = \underline{12.4 \text{ cm}}$

••

S = 11 cm

 Para aprovechar el espaciamiento del refuerzo por temperatura.

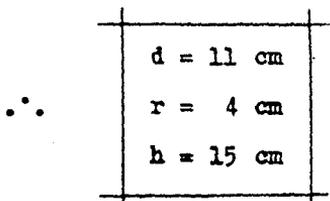
Diseño de la banqueta

$$\text{Carga Muerta} \left\{ \begin{array}{l} 0.15 \times 0.80 \times 1.00 \times 2400 = 288.0 \\ 150 \text{ -----} = 150.0 \end{array} \right\} \text{ Kg/ml}$$

Según Especificaciones A.A.S.H.O., los pisos de las banquetas, sus largueros y los apoyos inmediatos, deberán proyectarse para una w_y de 415 kg/m^2 de área de banqueta.

$$d = \sqrt{\frac{M}{K_b}} = \sqrt{\frac{289 \times 100}{14.7 \times 100}} = 4.45 \text{ cm} \approx \underline{\underline{5 \text{ cm}}}$$

Pero se considerará un espesor total de la banqueta de 15 cm:



$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{28900}{1300 \times 0.858 \times 11} = 2.35 \text{ cm}^2/\text{ml de long. de puente}$$

Suponiendo varillas $\phi 3/4''$ ----- $A_s = 2.85 \text{ cm}^2$

Separación vars. c. á c. = $\frac{2.85 \times 100}{2.35} = 121 \text{ cm} = 1.21^m$

Pero atendiendo a Especificaciones A.C.I., se colocarán varillas

$\phi 3/4''$ @ 27 cm, en la banqueta.

Revisión por esfuerzo cortante:

$$v = \frac{V}{b j d} = \frac{770}{100 \times 0.858 \times 11} = 0.816 \text{ kg/cm}^2 \ll 18 \text{ kg/cm}^2 = v_p$$

Revisión de la Sección "A" de la guarnición

El momento flexionante en esta sección, tiende a desprenderla de la losa; y la fuerza cortante tratará de hacer deslizar el dado en la misma sección.

150 kg/ml = Peso del parapeto

750 kg/ml = Impacto de las ruedas sobre la guarnición.

Se considerará 1 ml de longitud de puente.

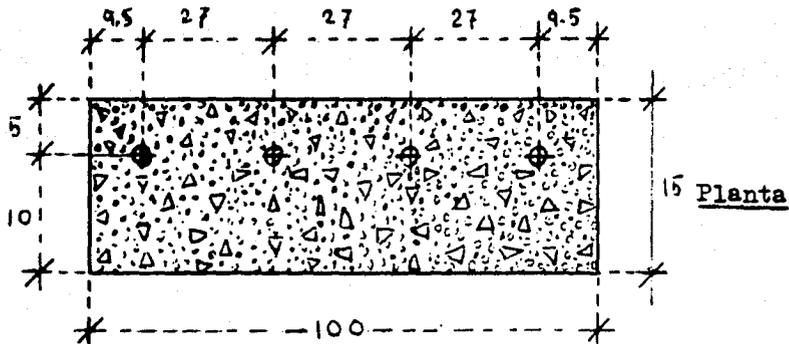
Tomando momentos con respecto al CG de la sección "A":

$$M_A = 150 \times 0.65 + 0.65 \times 0.15 \times 2400 \times 0.41 + 750 \times 0.25$$

$$\therefore M_A = 284.77 \text{ kg} - \text{m} \hat{=} \underline{285.0 \text{ kg} - \text{m}}$$

$$\underline{V_A = 750 \text{ kg}}$$

Se revisará la siguiente sección :



Separación de varillas = 27 cm ----- $\phi 3/4"$; $a_s = 2.85 \text{ cm}^2$

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{11.40}{100 \times 10} = 0.0114 ; n = 12$$

$$A_s = 4 \times 2.85 = 11.40 \text{ cm}^2$$

$$k = -np \pm \sqrt{(np)^2 + 2np} =$$

$$= -12 \times 0.0114 \pm \sqrt{(12 \times 0.0114)^2 + 2 \times 12 \times 0.0114} =$$

$$= -0.137 \pm 0.542 \therefore \underline{k = 0.405}$$

$$j = 1 - \frac{0.405}{3} = \underline{0.865}$$

$$f_s = \frac{M_e}{A_s j d} = \frac{28500}{11.40 \times 0.865 \times 10} = \underline{290 \text{ kg/cm}^2} \lll 1300 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = f_s \frac{kd}{n(d-kd)} = 290 \frac{4.05}{12(10 - 4.05)} = \underline{16.4 \text{ kg/cm}^2} \lll 80 \text{ kg/cm}^2$$

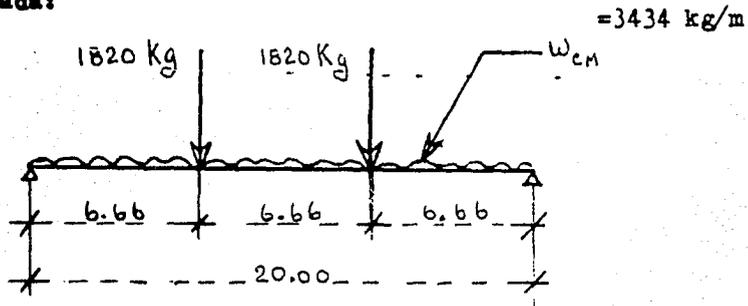
$$d = 10 \text{ cm} \therefore kd = 0.405 \times 10 = 4.05 \text{ cm}$$

$$P_p = 1.27 \times 2400 = 3050$$

$$\text{Parapeto} = 150$$

$$\Sigma = \underline{\underline{3434 \text{ kg/ml}}} \text{---(CM por ml de long.de puente)}$$

La nervadura vá a trabajar en el sentido del claro como viga libremente apoyada:



Sin considerar los diafragmas :

$$M_{CM} = \frac{wl^2}{8} = \frac{3434 \times 400}{8} = \underline{\underline{171\,500 \text{ kg} \cdot \text{m}}}$$

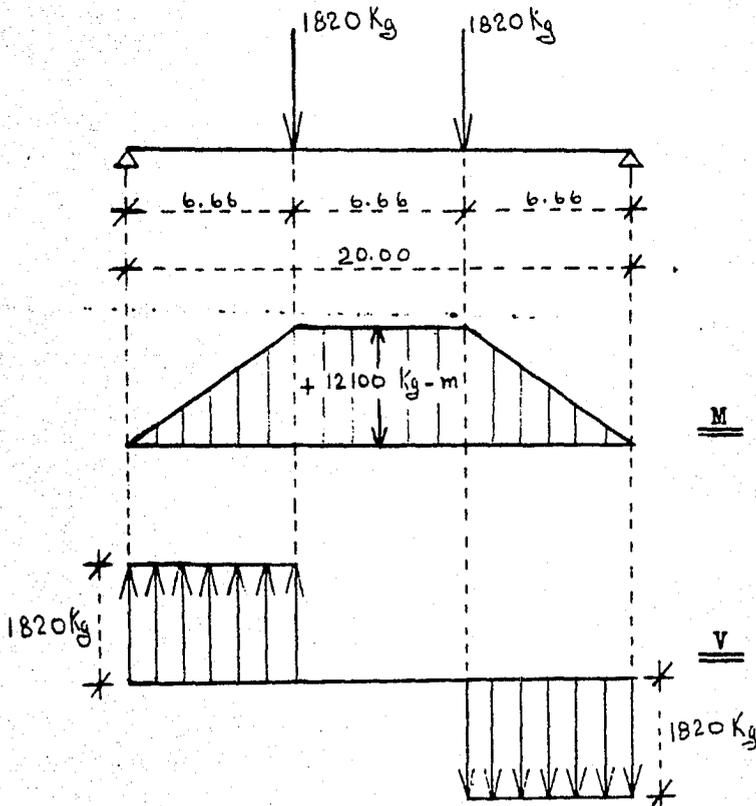
$$V_{CM} = \frac{wl}{2} = \frac{3434 \times 20}{2} = \underline{\underline{34340 \text{ kg}}}$$

CM producida por los diafragmas intermedios

Para cada nervadura:

$$\frac{1.48 + 1.45}{2} \times 2.60 \times 0.20 \times 2400 = \underline{\underline{1820 \text{ kg.}}}$$

(Ver diagrama en la siguiente hoja)



∴ Elementos mecánicos totales, incluyendo los diafragmas:

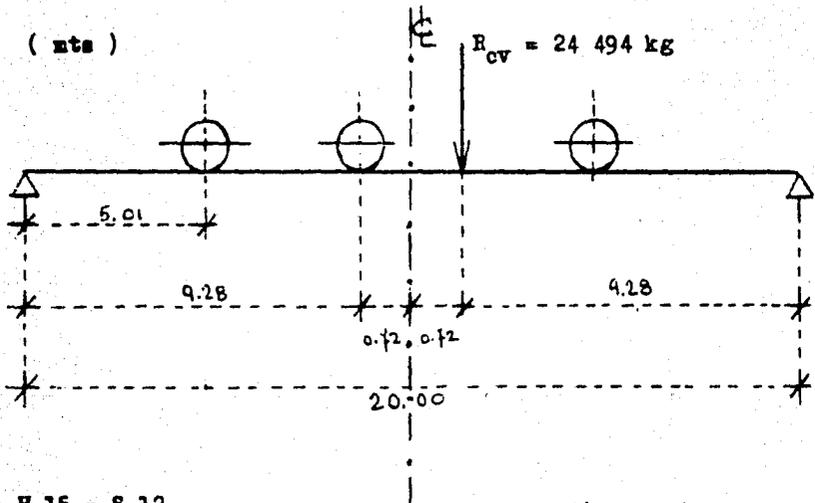
$$M_{CM} = 183\ 600 \text{ Kg - m}$$

$$V_{CM} = 36\ 160 \text{ Kg}$$

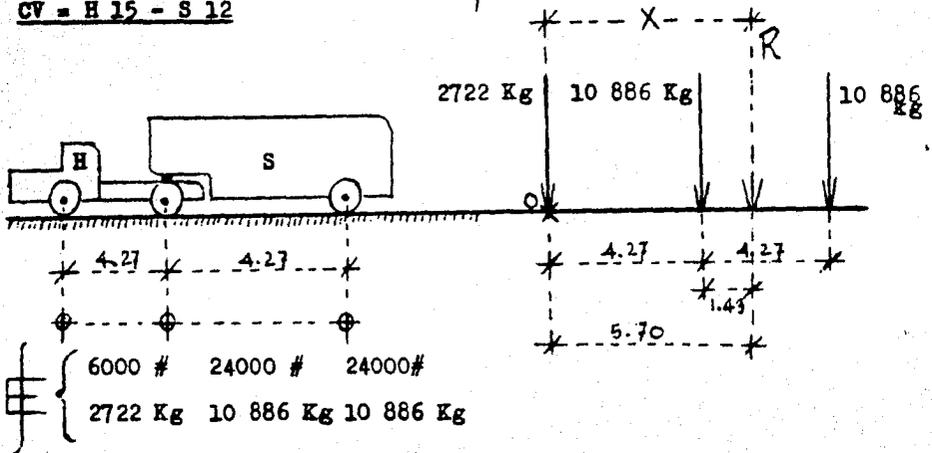
Por carga muerta

Carga Viva (C V)

Para el cálculo de esta carga, sabemos que el valor máximo del momento flexionante, ocurrirá a la mitad de la distancia entre la rueda más pesada y la resultante de la carga viva:



CV = H 15 - S 12



Cálculo de la posición de la resultante de la CV.-

Aplicando el Teorema de Varignon :

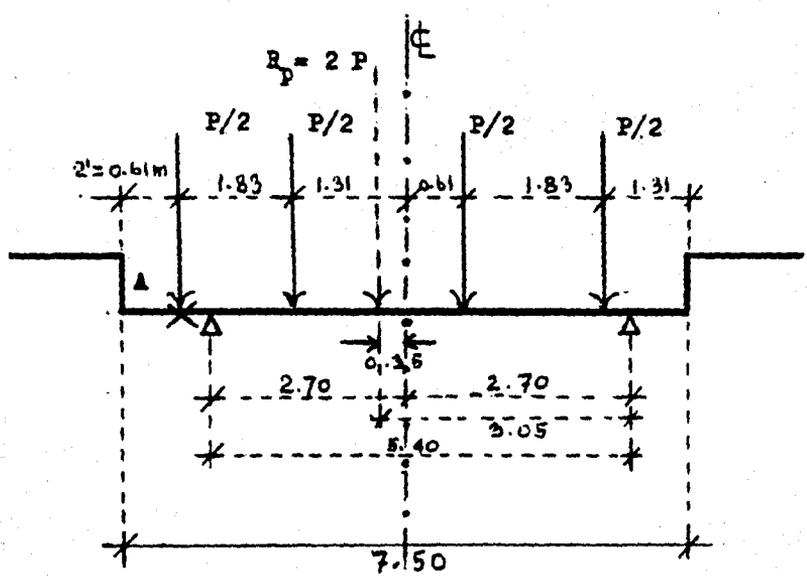
$$\sum M_o P = M_o R$$

$$10\ 886 \times 4.27 + 10\ 886 \times 8.54 = 24\ 494 \times R$$

$$\therefore R = \frac{139\ 500}{24\ 494} = \underline{5.70\ m}$$

$$M_{cv} = \left(\frac{24\ 494 \times 9.28}{20.00} \right) (9.28) - 2722 \times 4.27 = \underline{\underline{93\ 350\ kg - m}}$$

Cálculo del Factor de Concentración



Posición de la resultante 2 P.-

Tomando momentos con respecto á "A" :

$$\frac{P}{2} (1.83 + 3.75 + 5.58) = 2 P (X)$$

$$\therefore x = \frac{11.16}{4} = \underline{2.79 \text{ m}}$$

$$F_c = \frac{2 \times 3.05}{5.40} = \underline{1.13}$$

$$\text{Coeficiente de I} = \frac{15}{L + 38} = \frac{15}{20.00 + 38} = \frac{15}{58} = 0.259 \doteq 26 \%$$

$$\therefore \{ M_{cv} \}_{total} = 93\ 350 \times 1.26 \times 1.13 = \underline{133\ 000 \text{ kg} - \text{m}}$$

Analizando de derecha a izquierda:

$$\overleftarrow{M}_{cv} = \left(\frac{24\ 494 \times 10.72}{20.00} \right) 6.45 = 84\ 500 \text{ kg} - \text{m} \quad \text{--- (También$$

bajo una de las ruedas pesadas)

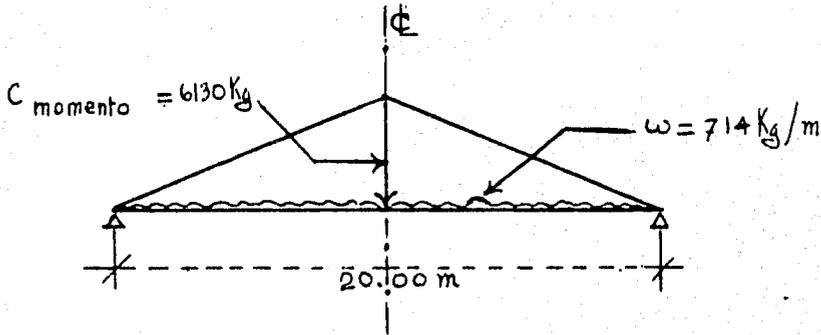
Lo cual demuestra que el momento calculado de 93 350 kg - m es el "máximo - maximorum".

Momento total en la nervadura:

$$M_{total} = 183\ 600 + 133\ 000 =$$

	316 600
--	---------

Analicemos ahora el momento flexionante provocado por la Carga de línea" (C L).-



La gráfica corresponde a la Línea de Influencia del momento flexionante.

$$(M_{CL})_{\Phi} = \frac{wl^2}{8} + \frac{Pl}{4} = 1.13 \left(\frac{714 \times 20.00^2}{8} + \frac{6130 \times 20.00}{4} \right) = 1.13 \cdot 1.13(35\ 700 + 30\ 700) = \underline{75\ 000\ kg - m} < 133\ 000\ kg - m$$

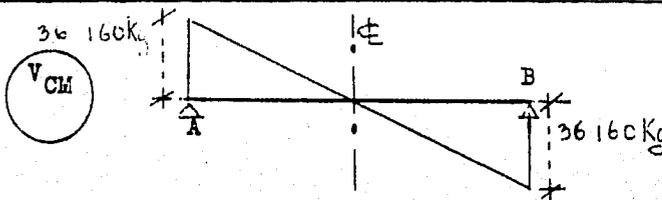
El momento flexionante debido a carga viva, en cualquiera otra sección del claro que no sea el centro del mismo, es sensiblemente menor.

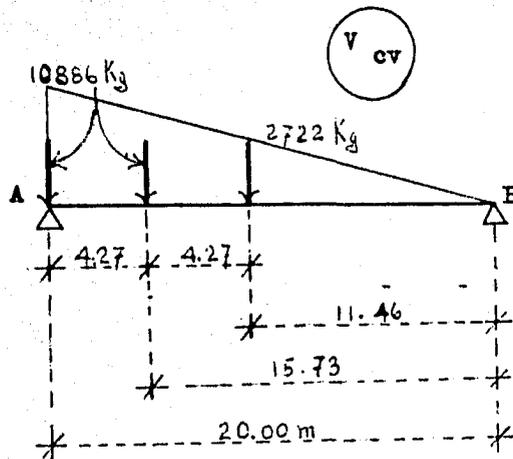
Determinación de la Fuerza Cortante

Se calculará la fuerza cortante primero en los apoyos (extremos del claro), y posteriormente al centro del mismo. No se calculará en otras secciones intermedias, en virtud de que la cortante máxima siempre aparecerá en los apoyos.

$$\underline{V_{CM} = 36\ 160\ Kg}$$

Determinación del cortante máximo en el extremo del claro





Para el V_{cv} , hemos representado la Línea de Influencia del cortante en el apoyo "A" (V_A)

Cálculo de V_{cv}

1º) Con "carga tipo" (CV = H 15 - S 12) :

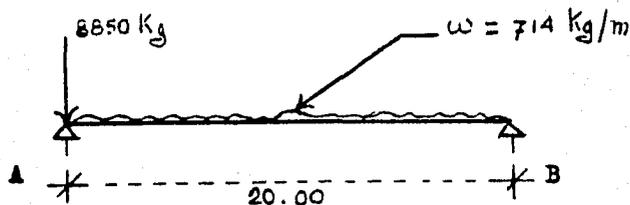
$$I = 26 \%$$

$$F_c = 1.13$$

$$V_A = 10\,886 + \frac{10\,886 \times 15.73}{20.00} + \frac{2722 \times 11.46}{20.00} = 20\,996 \text{ Kg}$$

$$\therefore V_A = 20\,996 \times 1.26 \times 1.13 = \underline{\underline{30\,000 \text{ Kg}}} \text{ (CV + I + } F_c \text{)}$$

2º) Con "carga de línea" :



$$V_A = 1.13 \left(8850 + \frac{714 \times 20.00}{2} \right) = 18\,100 \text{ Kg}$$

$$V_I = 0.26 \times 18\,100 = 4700 \text{ Kg}$$

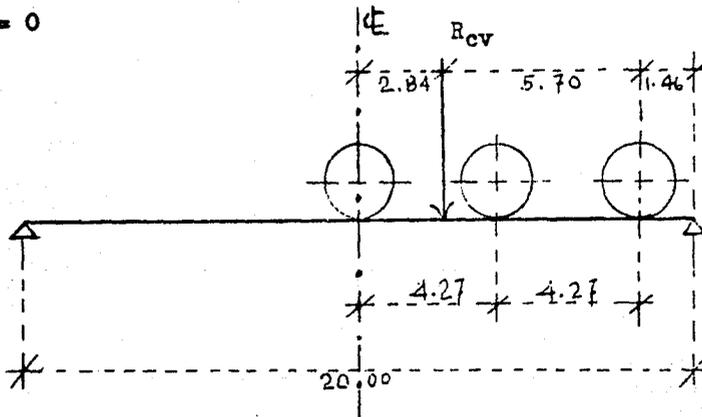
$$\therefore \underline{V_A = 22\,800 \text{ kg}} \quad (CV + I + F_c)$$

Fuerza cortante total en el apoyo = $36\,160 + 30\,000 =$

$$= \boxed{66\,160 \text{ kg}} \quad V_{\text{Total}}$$

Fuerza cortante en el centro del claro ($V_{\frac{L}{2}}$)

$$(V_{\frac{L}{2}})_{CM} = 0$$

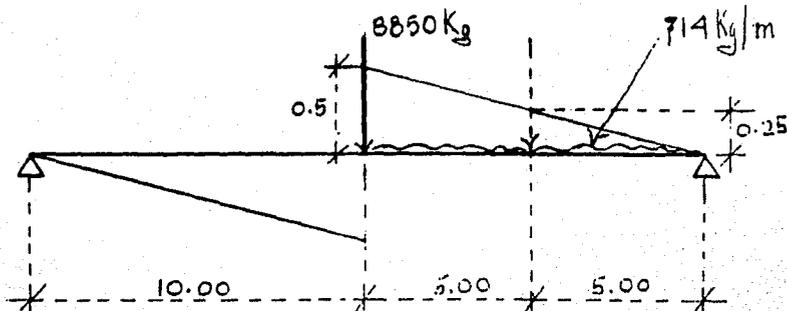


$$(V_{\frac{L}{2}})_{\text{camión}} = 24\,494 \times \frac{7.16}{20.00} = 8780 \text{ kg}$$

$$\therefore (V_{\frac{L}{2}})_{H\,15 - S\,12} = 8780 \times 1.26 \times 1.13 = \underline{12\,500 \text{ Kg}}$$

Con la "carga de línea", y empleando la Línea de Influencia del cortante en el centro del claro:

$$(V_{\frac{L}{2}})_{\text{carga de línea}} = 1.13 \times 1.26 (8850 \times 0.5 + 714 \times 10.00 \times 0.25)$$

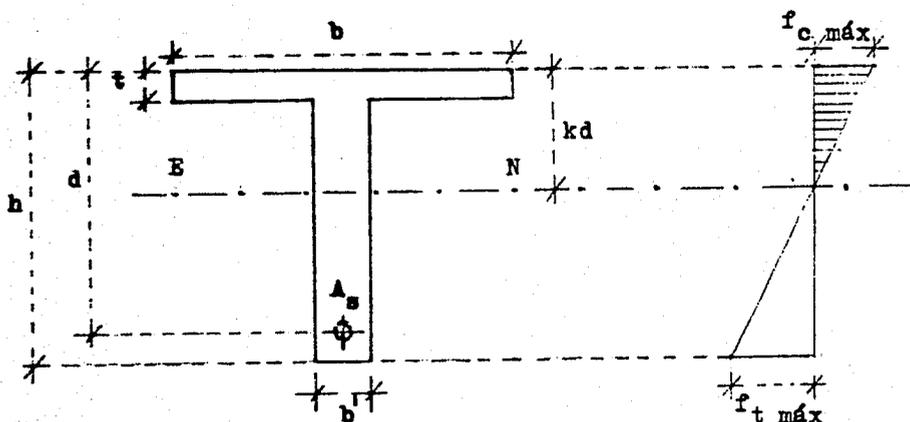


$$(V_{\underline{c}}) = 1.42 \times 6210 = 8820 \text{ kg (CV + I + F}_c \text{)}$$

$$\therefore \underline{12\,500 \text{ Kg} < 66\,160 \text{ kg}}$$

Revisión de la sección propuesta, por flexión

Consideramos que las nervaduras trabajan como vigas "T"



Según las Especificaciones, el ancho tributario "b" deberá ser el menor encontrado, en virtud de que la distribución de esfuerzos sobre la nervadura es tanto más constante cuanto menor sea "b". Por lo tanto:

$$b \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{4} L = \frac{20.00}{4} = 5.00 \text{ m} \\ 12 t + \frac{b'}{4} = 12 \times 0.17 + 0.25 = 2.29 \text{ m} \hat{=} \underline{2.30 \text{ m}} \\ \text{C. á C. de nervaduras} = 5.40 \text{ m} \\ 6 d + b' = 6 \times 1.44 + 0.25 = 8.89 \end{array} \right.$$

Para fijar una primera idea del peralte económico:

$$\text{Peso volumétrico del acero estructural} = 7800 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Costo del acero} = \$ 4.00/\text{kg}$$

$$\therefore \text{Costo del mt}^3 \text{ de acero} = 7800 \times 4.00 = \$ 31\,200.00$$

$$r = \frac{\text{Costo m}^3 \text{ acero}}{\text{Costo m}^3 \text{ concreto}} = \frac{31\ 200}{650} \approx \underline{48}$$

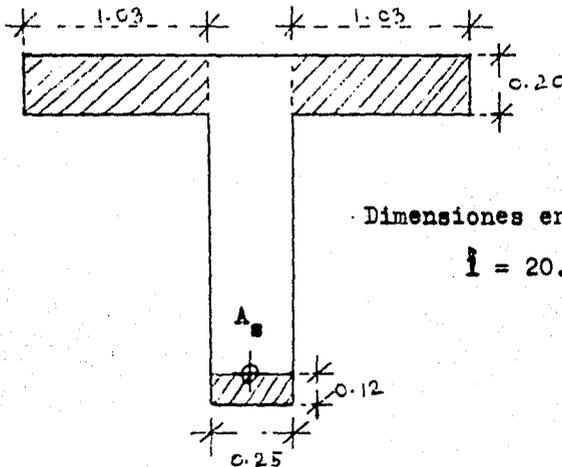
$$d = \sqrt{\frac{r M}{f_s b}} + \frac{t}{2} = \sqrt{\frac{48 \times 31\ 660\ 000}{1300 \times 25}} + \frac{17}{2} = \sqrt{46\ 800} + 9 = 226 \text{ cm} = \underline{2.26 \text{ m}}$$

Aplicaré ahora la

Nueva fórmula del peralte económico

Con objeto de comparar resultados entre ambas fórmulas.

$$d = \sqrt{\frac{r(M_{CVI} + M_s + M_o)}{f_s j (b + 2er)}} \text{ ----- (Peralte económico)}$$



En donde :

$$r = \frac{\text{Costo m}^3 \text{ acero}}{\text{Costo m}^3 \text{ concreto (sin cimbre)}} = \frac{\$ 31\ 200}{\$ 330} \approx \underline{95}$$

$$M_{CVI} = 133\ 000 \text{ kg} - \text{m} = \underline{13\ 300\ 000 \text{ kg} - \text{cm}}$$

M_s = Momento debido al parapeto, guarnición y parte sombreada de la " T "

$$\text{Momento} \left\{ \begin{array}{l} \text{Parapeto} \text{ ----- } \frac{150 \times 20.00^2}{8} = 7500 \text{ kg} - \text{m} \\ \text{Guarnición} \text{ ----- } \frac{890 \times 400}{8} = 4500 \end{array} \right. \quad 12\ 000 \text{ Kg-m} = 1\ 200\ 000 \text{ K}$$

$$P_p (\text{guarnición}) = 0.25 \times 0.15 \times 2400 = 90 \text{ kg/m}$$

Momento provocado por la parte sombreada de la "T":

$$P_p = (1.03 \times 0.20 \times 2 + 0.25 \times 0.12) 2400 = 1055 \text{ kg/m}$$

$$M = \frac{1055 \times 400}{8} = 52\,750 \text{ kg - m} = 5\,275\,000 \text{ kg - cm}$$

$$\therefore M_s = 1\,200\,000 + 5\,275\,000 = 6\,475\,000 \text{ Kg - cm}$$

$$M_o = 12\,100 \text{ kg - m} = 1\,210\,000 \text{ kg - cm} \text{ --- (Debido a los diafragmas)}$$

$$f_s = 1300 \text{ kg/cm}^2; j = 0.858$$

$$b' = 0.25 \text{ m} = 25 \text{ cm}$$

$$e = \text{espesor del ferro de la cimbra} = 3.8 \text{ cm} = 1.5''$$

$$r = \frac{\text{Costo m}^3 \text{ madera (colocada)} = \$ 900}{\text{Costo m}^3 \text{ Concreto (sin cimbra)} = \$ 330} = 2.73$$

Substituyendo valores:

$$d = \sqrt{\frac{95 (13\,300\,000 + 6\,475\,000 + 1\,210\,000)}{1300 \times 0.858 (25 + 2 \times 3.8 \times 2.73)}}$$

$$\therefore d = 197 \text{ cm} = \begin{array}{|c|} \hline 1.97 \text{ m} \\ \hline \end{array} < 2.26 \text{ m}$$

Se propone una sección con las siguientes características:

$$t_{\text{prom}} = 17 \text{ cm}$$

$$b = 230 \text{ cm}$$

$$b' = 25 \text{ cm}$$

$$n = 12$$

$$A_s = 15 \text{ varillas } \phi 1 \frac{1}{2}'' \text{ en 4 lechos} = 170 \text{ cm}^2$$

$$(as)_{\phi 1 \frac{1}{2}} = (1.5 \times 2.54)^2 (0.785) = 11.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Peralte total al } \phi = 163 \text{ cm}$$

$$\text{Recubrimiento al CG de } A_s = 12 \text{ cm}$$

$$\text{Superficie de desgaste} = 1$$

$$\text{Por bombeo} = \frac{3}{16} \text{ cm}$$

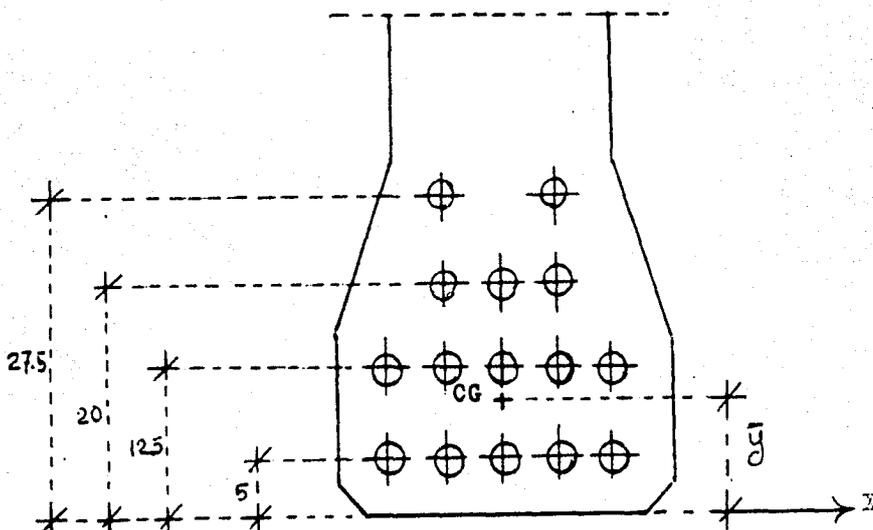
$$\therefore d = 163 - 16 = 147 \text{ cm} \text{ ----- (peralte efectivo)}$$

$$M = 26\,420\,000 \text{ kg - cm}$$

Determinación del C G del refuerzo principal por flexión

$$a_s = A$$

Dimensiones en cms.



$$15 \bar{A} \bar{y} = 5 A (5) + 5 A (12.5) + 3 A (20.0) + 2 A (27.5)$$

$$\therefore \bar{y} = \frac{25.0 + 62.5 + 60.0 + 35.0}{15} = 12.2 \text{ cm} \approx \underline{\underline{12 \text{ cm}}}$$

(1).- Cálculo de la profundidad del Eje Neutro (kd)

$$kd = \frac{2ndA_s + bt^2}{2nA_s + 2bt} = \frac{2 \times 12 \times 149 \times 170 + 230 \times 17^2}{2 \times 12 \times 170 + 2 \times 230 \times 17}$$

$$\therefore kd = \boxed{\text{Profundidad EN} = 57 \text{ cm}}$$

57 cm > 17 cm \therefore La viga trabaja como " T "

(2).- Centro de compresión (Z)

$$Z = \frac{3kd - 2t}{2kd - t} \times \frac{t}{3} = \frac{3(57) - 2(17)}{2(57) - 17} \times \frac{17}{3} = \boxed{8.5 \text{ cm}}$$

(3).- Brazo del par elástico (jd)

$$jd = d - Z = 149 - 9 = \boxed{140 \text{ cm}}$$

(4).- Revisión de los esfuerzos

$$f_s = \frac{M}{A_s jd} = \frac{31\,660\,000}{170 \times 140} = \underline{1330 \text{ kg/cm}^2} \approx \underline{1300 \text{ kg/cm}^2}$$

Revisión del esfuerzo en el 1^{er} lecho :

$$\frac{1330}{92} = \frac{f_{s\text{máx}}}{99} \text{ --- (Por } \triangle S \text{ semejantes, del diagrama de esfuerzos)}$$

$$\therefore f_{s\text{máx}} = \frac{99}{92} \times 1330 \approx \underline{1430 \text{ kg/cm}^2} \approx \underline{1400 \text{ kg/cm}^2}$$

Por lo tanto, éste es el diseño elástico más económico posible, dado el costo del acero con relación al del concreto.

$$f_c = \frac{f_s}{n} \frac{kd}{d - kd} = \frac{1330}{12} \times \frac{57}{149 - 57} \approx \underline{69.0 \text{ kg/cm}^2} < \underline{80 \text{ kg/cm}^2}$$

$$f_{c_p} = 0.4 f'_c = 80 \text{ kg/cm}^2 \therefore$$

La sección está correcta por flexión
--

Revisión del esfuerzo cortante.

Por Especificación: $v_p = 0.09 f'_c = 18.0 \text{ kg/cm}^2$ (cubriendo la tensión con acero de refuerzo)

En el apoyo ($V_{\text{máx}}$) :

$$d = 163 - (1 + 3 + 5) = 154 \text{ cm}$$

$$v = \frac{V}{b \cdot j d} = \frac{66\,160}{25 \times 0.940 \times 154} = 18.3 \text{ Kg/cm}^2 \approx 18.0 \text{ Kg/cm}^2 = v_p$$

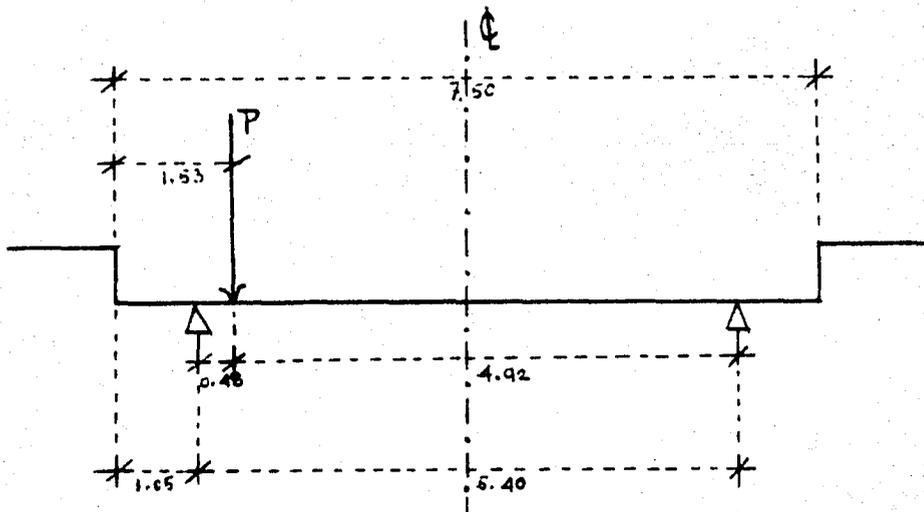
"jd" de revisión $\hat{=} 140$ ----- (Cuando d = 147 cm)

$$j \hat{=} \frac{140}{149} = 0.940 \text{ ----- ("j" real)}$$

$$v_c = \frac{12\,500}{\phi \cdot 25 \times 140} = 3.58 \text{ kg/cm}^2 < 18 \text{ kg/cm}^2$$

Aunque la sección propuesta es admisible por esfuerzo cortante, se deberá tener en cuenta la especificación que establece que todo el esfuerzo cortante debe absorberse con acero en el alma, ya sea por la combinación de varillas dobladas y estribos, o sólo por estribos.

Verificación de la sección con sobrecarga



$$P = CV / \phi$$

$$I = 26 \frac{4.92}{5.40}$$

$$F_c = \frac{4.92}{5.40} = 0.91$$

a) Momento flexionante en el centro del claro.-

$$M_{(CV+I+F_c)} = 93\ 350 \times 1.26 \times 0.91 \times 2 = 214\ 000 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{\text{TOTAL}} = 183\ 600 + 214\ 000 = 397\ 600 \text{ kg} - \text{m}$$

$$(M_{\text{máx}})_{\text{perm.}} = (1.5 \times 31\ 660\ 000) \text{ kg} - \text{cm} = 476\ 000 \text{ kg} - \text{m}---$$

$$--- \triangleright 397\ 600 \text{ kg} - \text{m}$$

∴ Por flexión, la sección soporta bien la sobrecarga.

b) Fuerza cortante en el apoyo.-

$$V_{(CV+I+F_c)} = 20\ 996 \times 1.26 \times 0.91 \times 2 = 48\ 100 \text{ kg}$$

$$V_{\text{CM}} = \frac{36\ 160}{84\ 260} \text{ kg}$$

$$(V_{\text{máx}})_{\text{perm.}} = 1.5 \times 66\ 160 = \underline{99\ 200 \text{ kg}} \triangleright 84\ 260 \text{ kg}$$

c) Fuerza cortante en el centro del claro.-

$$V_{(CV+I+F_c)} = 8780 \times 1.26 \times 0.91 \times 2 = 20\ 100 \text{ kg}$$

$$(V_{\text{máx}})_{\text{perm.}} = 1.5 \times 12\ 500 = 18\ 750 \triangleleft 20\ 100 \text{ kg}$$

Conclusión.- En el inciso (C) rige la sobrecarga, y la fuerza cortante vale: $\frac{20\ 100}{1.5} = \underline{13\ 400 \text{ Kg}}$

Valor mucho menor que el cortante máximo de diseño (66 160 kg)

∴ Se acepta la sección por sobrecarga

Adherencia en el apoyo

$$\mu_{\text{máx}} = \frac{V}{\sum o(jd)} = \frac{66\ 160}{60 \times 140} = 7.9 \text{ Kg/cm}^2 \triangleleft 20 \text{ Kg/cm}^2$$

Perímetro de varillas de $\Phi 1\frac{1}{2}'' = \sum o = 12 \times 5 = 60 \text{ cm}$

$\Phi 1\frac{1}{2}'' = 12/8'' \approx 12 \text{ cm}$ de perímetro (por varilla)

$$v_p (\text{adherencia}) = 0.10 f'_c = 20 \text{ Kg/cm}^2$$

∴ Se acepta la sección por adherencia

Diseño de los diafragmas

Para el cálculo de estos elementos, la sollicitación predominante es la carga viva de camión.

Cálculo de la Carga Muerta

$h_{prom.} = 1.60 \text{ m}$ --- (Considerando uno de los diafragmas sobre apoyo)

$r_{prom.} = 0.12 \text{ m}$

$\therefore d = h - r = 1.60 - 0.12 = 1.48 \text{ m}$

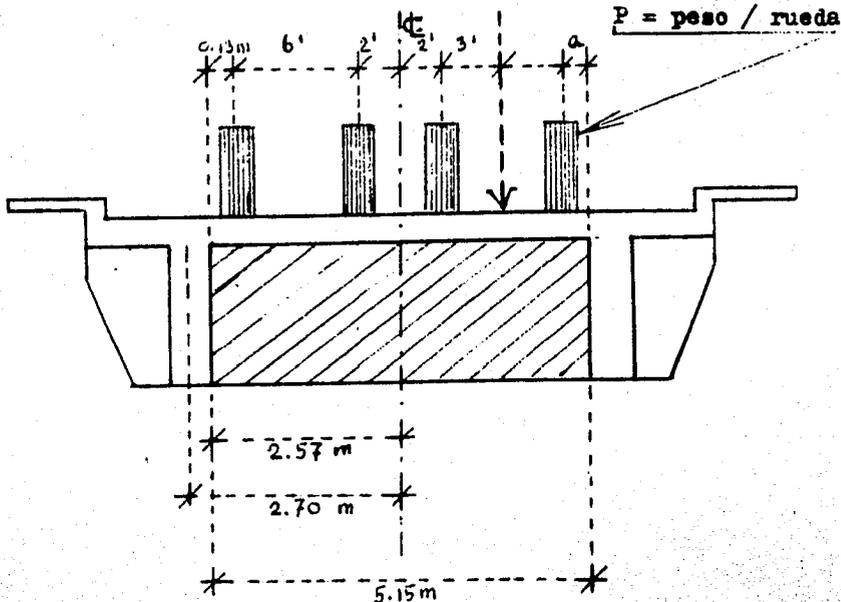
Espesor del diafragma = 0.20 m

$w_{CM} = 1.60 \times 0.20 \times 2400 = 770 \text{ kg/m}$ --- (P_p del diafragma)

$$M_{CM} = \frac{w l^2}{8} = \frac{770 \times 5.15^2}{8} = 2530 \text{ kg - m}$$

$l = 5.15 \text{ m}$, considerada entre paramentos interiores de nervaduras.

Cálculo de la Carga Viva



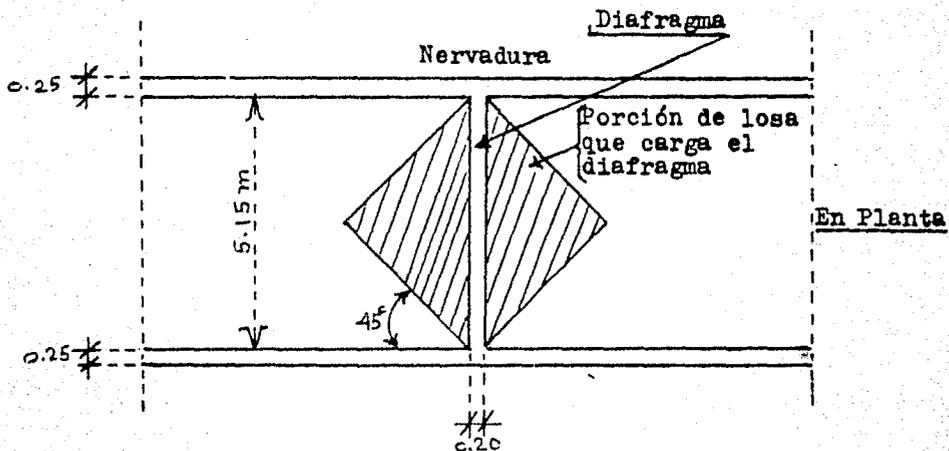
$a = 0.13 \text{ m}$; $P = 5443 \text{ kg}$; Reacción = 10 886 kg

$$M_{CV} = 10\ 886 \times 1.96 - 5443 \times 1.83 = 11\ 340 \text{ kg} - \text{m}$$

Se tomará un coeficiente de impacto = 30 %

$$\therefore M_I = 0.30 \times 11\ 340 = 3380 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{(CV+I)} = 11\ 340 + 3380 = \underline{\underline{14\ 720 \text{ Kg} - \text{m}}}$$



Carga Muerta debida a la losa:

$$P_{\text{triángulo}} = \frac{5.15 \times 2.57}{2} (0.20)(2400) = 3180 \text{ Kg}$$

$$\omega' = \frac{3180}{5.15} = 618 \text{ kg/m} \text{ --- (De un solo } \Delta \text{ de losa)}$$

$$\therefore \omega'_T = 618 \times 2 = 1236 \text{ kg/m}$$

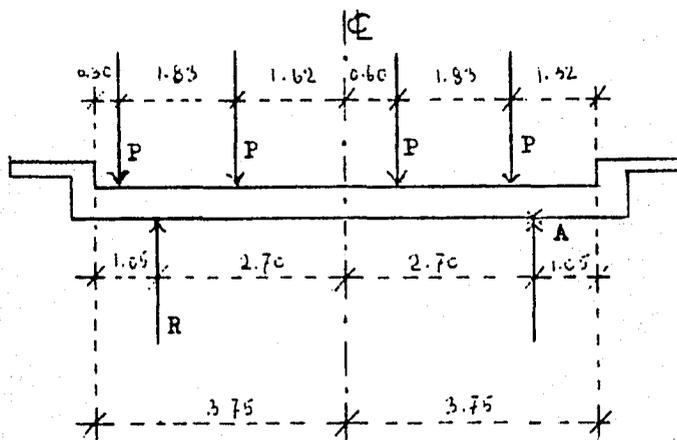
$$(M_{CM})_{\text{losa}} = \frac{\omega'_T l^2}{6} = \frac{1236 \times 5.15^2}{6} = \underline{\underline{5450 \text{ kg} - \text{m}}}$$

$$M_{CP} = 2530 + 5450 = \underline{\underline{7980 \text{ kg} - \text{m}}}$$

$$M_{(CV + I)} = 11\ 340 + 3380 = \underline{\underline{14\ 720 \text{ kg} - \text{m}}}$$

$$V_{(CV + I)} = 10\ 886 \times 1.3 = 14\ 200 \text{ kg}$$

Cálculo de la fuerza cortante cuando la posición de la CV es más desfavorable.-



$$\sum M_A = P (6.15 + 4.32 + 2.10 + 0.26) - 5.40 R = 0$$

$$\therefore R = \frac{5443 \times 12.83}{5.40} = 12\,900 \text{ kg}$$

En este caso, la fuerza cortante por carga móvil es :

$$V_{CV} = 12\,900 - 5443 = 7457 \text{ kg} < 10\,886 \text{ kg}$$

$$\therefore V_{(CV+I)} = 10\,886 \times 1.3 = \underline{14\,200 \text{ kg}}$$

$$V_{CP} = 0.5 \times 5.15 (770 + 618 \times 2) = \underline{5150 \text{ kg}}$$

Resumen

$$M (CV + I) = 14\,720 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M (CP) = \underline{7\,980}$$

$$M_{TOTAL} = 22\,700 \text{ kg} - \text{m}$$

$$V (CV + I) = 14\,200 \text{ kg}$$

$$V (CP) = \underline{5\,150}$$

$$\sum V_T = 19\,350 \text{ kg}$$

$\therefore \begin{cases} M_T = 22\,700 \text{ kg} - \text{m} \\ V_T = 19\,350 \text{ kg} \end{cases}$	<u>Diafragma</u>
--	------------------

Diseño y revisión

$$d = \sqrt{\frac{M}{K b}} = \sqrt{\frac{2\,270\,000}{14.7 \times 20}} \approx 88.0 \text{ cm}$$

$$d \approx 88 \text{ cm} < 1.48 \text{ m} \quad \therefore$$

<p>La pieza es peraltada, y está correcto el peralte supuesto : d = 1.48 m</p>
--

$$j = 0.858$$

$$v = \frac{V}{bjd} = \frac{19\,350}{20 \times 0.858 \times 148} = 7.62 \text{ kg/cm}^2 < v_p = 18 \text{ kg/cm}^2$$

Lo cual indica que estamos correctos en cuanto a esfuerzo cortante.

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{2\,270\,000}{1300 \times 0.858 \times 148} = \underline{\underline{13.7 \text{ cm}^2}}$$

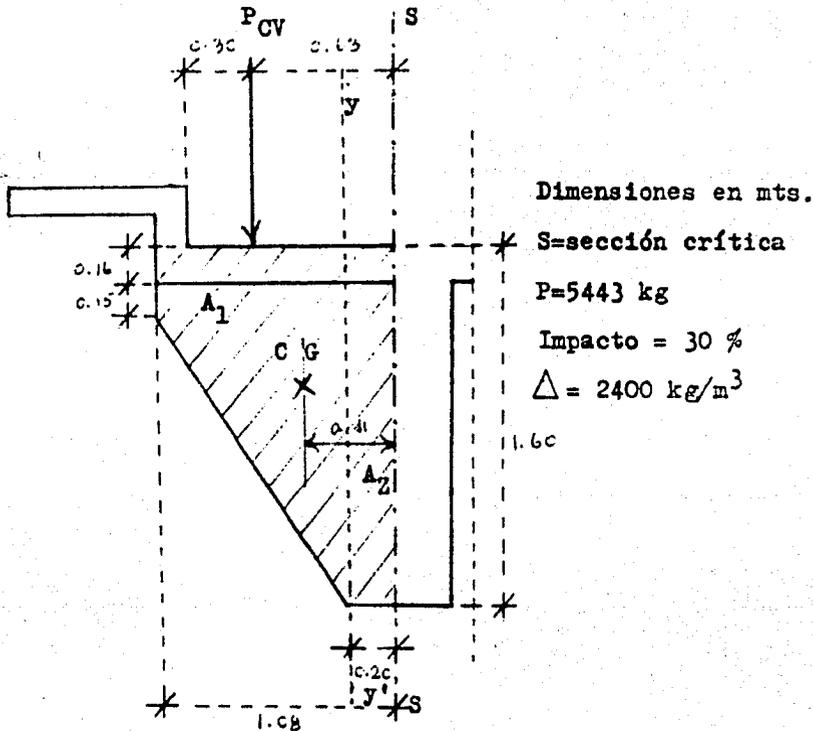
Usando 2 varillas $\phi 1\frac{1}{2}$ " --- $a_s = 11.35 \text{ cm}^2$

$$\therefore A_s = 11.35 \times 2 =$$

22.70 cm ²

Nota.- Véanse detalles de armado en los planos respectivos.

Diafragmas - ménsulas extremos



$$M_{(CV+I)} = 5443 \times 1.3 \times 0.63 = \underline{4\ 450 \text{ kg} \cdot \text{m}}$$

$$P_1 = \frac{1.60 \times 0.31}{2} (0.88)(0.20)(2400) = 403 \text{ kg}$$

$$\bar{x}_1 = \frac{0.88(1.60 + 2 \times 0.31)}{3(1.60 + 0.31)} = 0.34 \text{ m} \text{ --- (Con respecto a } yy')$$

$$P_2 = 1.60 \times 0.20 \times 0.20 \times 2400 = 154 \text{ kg}$$

$$\bar{x}_2 = 0.10 \text{ m} \text{ --- (Con respecto á "S")}$$

Para determinar el CG total del diafragma-ménsula, tomamos momentos con respecto á "S" :

$$A_T = A_1 + A_2 = \frac{1.60 + 0.31}{2} (0.88) + 1.60 \times 0.20 = 1.16 \text{ m}^2$$

$$1.16 \bar{x}_T = 0.84 \times 0.54 + 0.32 \times 0.10 \quad \therefore \bar{x}_T = 0.41 \text{ m}$$

$$\therefore P_p = 557 \text{ kg}$$

$$V_{(CV+I)} = 5443 \times 1.30 = 7080 \text{ kg}$$

$$M_{CM} = 557 \times 0.41 = 228 \text{ kg-m} ; V_{CM} = 557 \text{ kg}$$

$$\therefore M_T = 228 + 4450 = 4678 \text{ kg-m}$$

$$V_T = 557 + 7080 = 7637 \text{ kg}$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{K b}} = \sqrt{\frac{467800}{14.7 \times 20}} = 40 \text{ cm} < 1.56 \text{ m} = d$$

$$d = h_T - r = 160 - 4 = 156 \text{ cm}$$

Revisión por esfuerzo cortante.-

$$v = \frac{V}{b_j d} = \frac{7637}{20 \times 0.858 \times 156} = 2.85 \text{ kg/cm}^2 \ll v_p = 18 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{467800}{1300 \times 0.858 \times 156} = 2.69 \text{ cm}^2$$

Colocando 2 varillas $\phi 3/4''$ — $a_s = 2.85 \text{ cm}^2$

$$\therefore A_s = 2 \times 2.85 = 5.70 \text{ cm}^2 > 2.69 \text{ cm}^2$$

Que sobrepasan el área de acero requerida, pero deberá tomarse en cuenta que está aprovechando el armado de la losa.

No se necesitan estribos, por esfuerzo cortante; se pondrán sólo para armar.

No se revisarán los diafragmas por sobrecarga, en vista de que están muy sobrados.

\therefore	Están correctos los diafragmas-ménsulas extremos, con la sección propuesta.
--------------	---

Diseño del refuerzo en el alma (Viga " T ")

Se seguirán las Especificaciones del Departamento de Estructuras de la S.O.P.

Refuerzo para esfuerzo cortante

- (1).- Todo el esfuerzo cortante deberá absorberse con acero en el alma, ya sea por la combinación de varillas dobladas y estribos, o sólo por estribos.
- (2).- Para aprovechar las varillas del refuerzo principal como refuerzo para esfuerzo cortante, se podrán doblar tan pronto como no se requieran para tomar flexión.
- (3).- El refuerzo para esfuerzo cortante, se diseñará conforme a las siguientes indicaciones:
 - a) Los estribos se proporcionarán para tomar como mínimo el 25 % de la fuerza cortante máxima.
 - b) En los cuartos extremos del claro, la separación de las varillas dobladas no excederá el valor de "jd". En el medio central del claro, la separación máxima de las varillas dobladas será de 1.5 (jd)
 - c) La primera varilla doblada a partir del eje del apoyo, deberá cortar al eje trazado por el semi-peralte de la trabe a una distancia no mayor de $\frac{3}{8}$ del peralte efectivo, medida a partir de la cara del apoyo.
 - d) La zona de influencia de las varillas dobladas y de los estribos, se medirá en el semiperalte de la trabe.
 - e) El acero de refuerzo del alma deberá quedar anclado correctamente en sus 2 extremos, ya sea por continuidad con el refuerzo principal o por anclaje en zona de

compresión.

Refuerzo adicional en las caras de las trabes

Para evitar grietas en las caras de las trabes por efecto de la contracción por fraguado y por diferencias de temperatura, se pondrá el refuerzo adicional que se indica a continuación :

- (1).- Si el peralte total de la trabe es mayor de 1.40 m (caso muestro), en cada cara, refuerzo adicional distribuido uniformemente entre el lecho bajo de la losa y el acero principal de tensión, que represente el 4 % de éste último, y cuyo espaciamiento no exceda de 50 cm. Se podrá considerar que el acero adicional colabora para resistir la flexión de acuerdo con su posición respecto al eje neutro de la trabe.

Refuerzo para esfuerzo cortante

Doblado de varillas.-

La distancia a la que puede suprimirse un área A'_s , siendo parabólico el diagrama de momentos flexionantes, está dada por la siguiente expresión :

$$x = \frac{f}{2} \frac{\sqrt{A'_s}}{\sqrt{A_s}} \quad \text{---} \quad (x \text{ medida a partir del } \underline{\text{C}})$$

en donde:

A_s = Área total de acero necesario para momento máximo
(en el $\underline{\text{C}}$) = 170 cm²

$$\frac{f}{2} = 10.00 \text{ m} ; x_1 = 10 \sqrt{\frac{1}{15}} = \underline{2.58 \text{ m}}$$

NUMERO DE VARILLAS	ϕ	AREA DE LAS VARILLAS DOBLADAS	X = DIST. EN MTS. DESDE EL ϕ
1	1 1/2"	11.40 cm ²	2.58
2	"	22.80	3.66
3	"	34.20	4.47
4	"	45.60	5.16
5	"	57.00	5.78
6	"	68.40	6.32
7	"	79.80	6.83
8	"	91.20	7.30
9	"	102.60	7.73
10	"	114.00	8.17

Por especificación, cuando menos una tercera parte del área de acero no debe doblarse; por lo tanto, de 15 varillas de ϕ 1 1/2" que tenemos por flexión, sólo podrán doblarse

$$\frac{2}{3} (15), \text{ es decir, } 10 \text{ barras.}$$

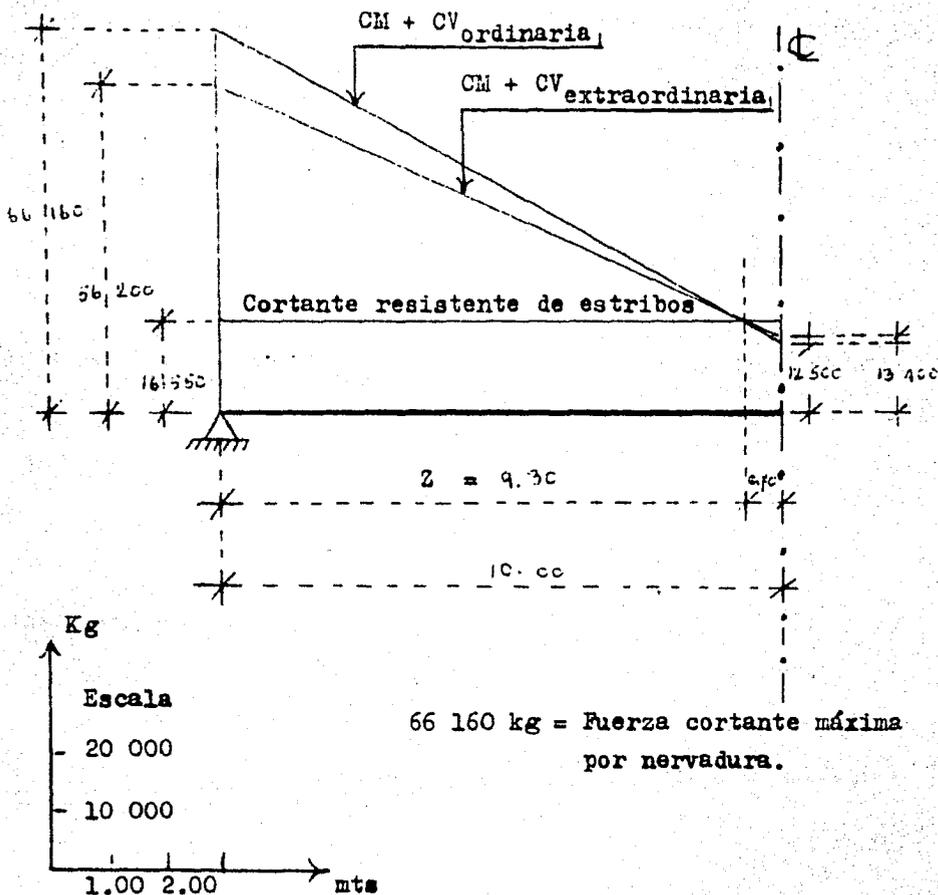
Separación de estribos.-

Separación de estribos de ϕ 1/2" de 2 ramas, para que en nu estro caso absorban el 25 % de la fuerza cortante máxima:

$$V = 0.25 V_{\text{máx}} = 0.25 \times 66\,160 = 16\,550 \text{ kg}$$

$$S = \frac{A_s^f s(jd)}{V} = \frac{2 \times 1.27 \times 1300 \times 140}{16\,550} = \underline{27.9 \text{ cm} \pm 28.0 \text{ cm}}$$

∴ Se colocarán estribos de ϕ 1/2" @ 28 cms



Por triángulos semejantes :

$$\frac{66\ 160 - 12\ 500}{10.00} = \frac{66\ 160 - 16\ 550}{Z}$$

$$\therefore Z = \frac{49\ 610 \times 10.00}{53\ 660} \doteq 9.30\ \text{m}$$

Las barras de $\phi 1\ 1/2''$ del refuerzo principal dobladas a 45° , deberán tomar la cortante del diagrama triangular, y trabajan do todas igual, producirán una fuerza cortante igual a :

$$V_1 = \frac{N \times 2 \times A_v \times f_y (j_d)}{0.707 Z} = \frac{10 \times 2 \times 11.4 \times 1300 \times 140}{0.707 \times 930} = 63\ 000\ \text{Kg}$$

$N = 10$ varillas --- (En nuestro caso, por especificación)

Cortante necesario para absorber con barras dobladas :

$$66\ 160 - 16\ 550 = \underline{49\ 610\ Kg}$$

Nuestras barras quedarán sobradas en el siguiente porcentaje:

$$\frac{63\ 000 - 49\ 610}{49\ 610} \times 100 = \underline{27.0\ \%}$$

Es decir, que con 10 varillas dobladas se absorbe 27 % más de la cortante requerida, lo cual nos coloca del lado de la seguridad.

$$\begin{aligned} \text{Fuerza cortante resistente total} &= 16\ 550 + 63\ 000 = \\ &= 79\ 550\ Kg \gt 66\ 160\ Kg \end{aligned}$$

∴ Se doblarán 10 varillas ϕ 1 1/2" á 45°.

Colocación de varillas dobladas

Dividiremos la superficie triangular de fuerzas cortantes en 5 partes iguales y las varillas se colocarán en el centroide de las mismas, de tal modo que todas trabajen a igual intensidad. Usaremos el método aproximado.

$$\text{Para la 1}^{\text{a}} \text{ varilla: } d_1 = \frac{Z}{\sqrt{N}} \sqrt{0.444} = \frac{9.30}{\sqrt{10}} \sqrt{0.444} = 1.96\ m$$

$$\text{Para la 2}^{\text{a}} \text{ varilla y siguientes: } d_a = \frac{Z}{\sqrt{N}} \sqrt{a - 0.5}$$

En donde:

d_a = distancia al vértice del triángulo.

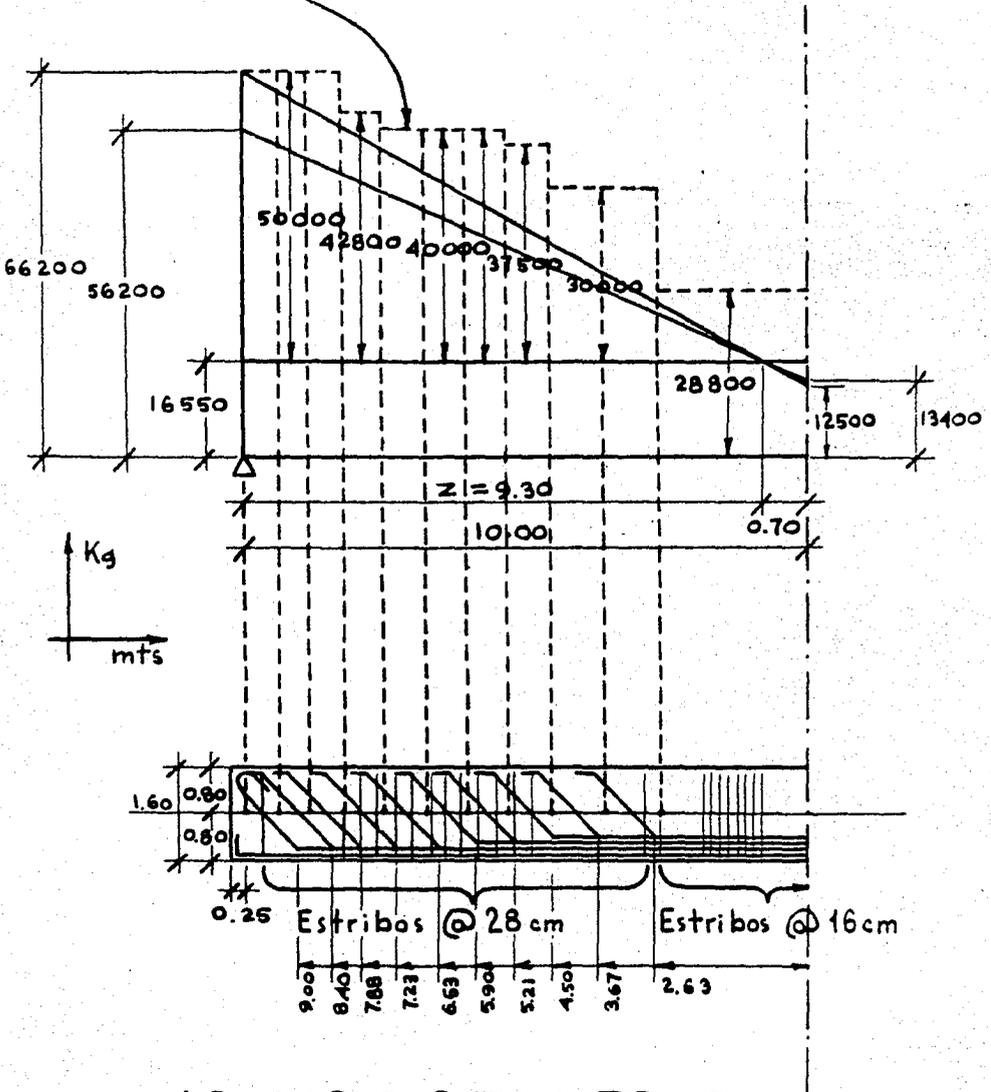
Z = base del triángulo = 9.30 m

a = número de orden para las varillas

N = Número de partes de área igual

Las 10 varillas se doblarán de tal manera que las 2 primeras trabajen solas y las 8 restantes por pares. Como todas trabajan a la misma intensidad, el diagrama de fuerza cortante se dividirá en 10 y 5 partes iguales, respectivamente.

Fuerza Cortante resistente de barras dobladas y estribos



ARMADO DE LA TRABE

Aplicando la fórmula anterior se pueden tabular los resultados:

Nº de VARILLAS	DISTANCIA AL VERTICE EN MTS.	DISTANCIA AL $\frac{1}{2}$ EN EL MEDIO	PUNTO REAL DE DOBLADO A PARTIR DEL $\frac{1}{2}$	PUNTO DE DOBLADO TEORICO (EN MTS)
1	1.96	2.66	2.63 >	2.58
2	3.61	4.31	3.67 >	3.66
2 par	5.10	5.80	5.21 >	5.16
3 par	6.58	7.28	6.53 >	6.32
4 par	7.78	8.48	7.88 >	7.30
5 par	8.82	9.52	9.00 >	8.17

Las separaciones cumplen las especificaciones, así como el punto de doblado es mayor que el requerido para momento.

Refuerzo adicional en las caras de las trabes

$$h = 163 - (1 + 3) = 159 \text{ cm} > 1.40 \text{ m}$$

$$\therefore (A_s)_{ad} = 0.04 A_s_T = 0.04 \times 170 = 6.80 \text{ cm}^2 / \text{cara}$$

$$\text{Empleando varillas } \phi 1/2'' \text{ --- } a_s = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$N = \frac{6.80}{1.27} = 5 + \dots = \boxed{6 \text{ vars./ cara}} \quad \phi 1/2''$$

$$\underline{\underline{\text{Separación} = 16 \text{ cm} < 50 \text{ cm}}}$$

No se considera el trabajo de estas varillas para tomar flexión.

Longitudes de anclaje necesarias para el refuerzo

Se trata de las longitudes de anclaje necesarias por adherencia, para el refuerzo de la superestructura:

$$L = \frac{D f_s \times 1.33}{8 \mu} = \frac{D \times 1300 \times 1.33}{8 \times 20} = \underline{10.8 D}$$

$$f_s = 1300 \text{ kg/cm}^2$$

1.33 = Factor de seguridad

$$\mu = f_p \text{ (adherencia)} = 10 \% f'_c = 20 \text{ kg/cm}^2$$

Para este proyecto de superestructura; se tienen los siguientes diámetros de varillas y las longitudes correspondientes de anclaje de las mismas:

$$\text{Para } \phi \text{ 1/2" : } L = 10.8 \times 1.27 \approx \underline{14 \text{ cm}}$$

Diámetro	Longitud de anclaje
1/2"	14 cm
5/8"	17 cm
3/4"	21 cm
1 1/2"	41 cm

Separación de estribos = $\underline{28 \text{ cm} < 75 \text{ cm}} = \frac{d}{2}$ = separación máxima entre estribos (por Especificación).

Por lo tanto, se ha cumplido con todas y cada una de las Especificaciones relativas al armado de la trabe "T".

CALCULO DE LOS APOYOS DE LA SUPERESTRUCTURA

Los apoyos serán de placas de neopreno, que es un hule sintético que presenta alta resistencia al aplastamiento e in-temperismo, así como la facilidad que representa su colocación.

El objeto de este diseño será el cálculo de: la longitud, ancho, espesor y dureza del apoyo de neopreno.

Nomenclatura

Δ = Deformación horizontal prevista en la trabe

f = Fatiga del acero en tensión = 1200 kg/cm²

L = Longitud de la trabe = 20.00 m

E_s = Módulo de elasticidad del acero = 2 100 000 kg/cm²

D = Dilatación de la trabe á 15° C = 0.000011 x 15 x L

f_c = Esfuerzo de compresión que soporta la placa

δ = Deformación máxima que la placa admite sin resbalar

E = Módulo de la placa para esfuerzo cortante = 160 lb./in² =
= 11.4 kg/cm²

f_H = Esfuerzo cortante horizontal

A = Area de la placa en contacto con la trabe

l = Longitud de la placa (normal al eje longitudinal de la trabe)

a = Ancho de la placa (paralelo al eje longitudinal de la trabe)

t = Espesor de la placa

Carga Muerta = 36 160 kg

Carga Viva + Impacto = 30 000 kg --- (Incluyendo F_c)

F_r = Frenaje

Los apoyos de cada trabe serán: móviles en un extremo y fijos en el otro.

Este cálculo quedará sujeto á 4 condiciones o limitaciones empíricas.

Apoyo móvil

Condición 1.- El espesor de la placa de neopreno deberá ser cuando menos el doble de la deformación por esfuerzo cortante:

$$\Delta = \frac{fL}{E_s} + D = \frac{1200 \times 2000}{2\,100\,000} + 0.33 = \underline{1.47 \text{ cm}} \quad \text{--- (Desplazamiento de la trabe)}$$

$$D = 0.000011 \times 15 \times 20.00 = 0.0033 \text{ m} = 0.33 \text{ cm}$$

$$\therefore t = 2 \Delta = 2 \times 1.47 = 2.94 \text{ cm} = 1.16" \approx \underline{1 \frac{1}{4}"} = \underline{3.17 \text{ cm}}$$

Condición 2.- No se admitirán deformaciones en compresión, mayores del 15 % del espesor de la placa:

$$C M + (C V + I + F_c) = 66\,160 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Esfuerzo de compresión admisible que soporta la placa} &= \\ &= 1000 \text{ lb./in}^2 = 71 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{\text{necesaria}} = \frac{66\,160}{71} = 932 \text{ cm}^2$$

$$\text{Suponiendo } \ell = 40 \text{ cm} : a = \frac{932}{40} \approx \underline{23 \text{ cm}}$$

$$\therefore \text{Se supone } \boxed{2} \text{ } 40 \text{ cm} \times 23 \text{ cm} \times 1 \frac{1}{4}''$$

$$\text{Factor de forma} = \frac{\frac{\ell}{2}}{2(\frac{\ell}{2} + a)t} = \frac{40 \times 23}{2(40 + 23)3.17} = 2.3$$

En las gráficas de la publicación de la S.O.P. referente a "Apoyos de Neopreno para puentes" se vé que para un esfuerzo de compresión de 1000 lb./in² y un factor de forma = 2.3, ninguna dureza del neopreno de las establecidas en aquéllas,

proporciona deformaciones por compresión menores del 15 % del espesor de la placa. Por lo tanto, procederé de la siguiente manera:

La placa de $1 \frac{1}{4}'' = 3.17 \text{ cm} \approx 3.2 \text{ cm}$ se divide en 2 placas, cada una de espesor = $1.6 \text{ cm} \approx 15.9 \text{ mm} = 5/8''$ y se inserta entre ellas una lámina de acero.

∴ Cada placa tiene ahora el siguiente factor de forma:

$$\frac{40 \times 23}{2(40 + 23) 1.6} = 4.56$$

De las gráficas mencionadas: Para un esfuerzo de compresión = 1000 lb./in^2 y un factor de forma = 4.56, se puede utilizar un neopreno de dureza 50

Condición 3.- Condición de deslizamiento:

E = Módulo de la placa en cortante = $110 \text{ lb./in}^2 \approx 7.8 \text{ Kg/cm}^2$

$$\frac{160 \text{ lb/in}^2}{110} = \frac{11.4 \text{ kg/cm}^2}{X}$$

$$X = 11.4 \frac{110}{160} \approx 7.8 \text{ kg/cm}^2$$

En vista de que se desconoce el coeficiente de fricción entre hule y concreto; experimentalmente se recomienda que la fuerza cortante se limite a $1/5$ de la carga muerta, para evitar el deslizamiento de la placa de apoyo.

$$f_H = \frac{E \delta}{t} ; \delta = \frac{f_H t}{E}$$

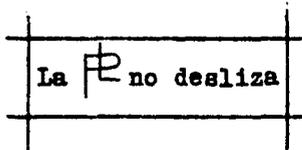
$$\text{Por otro lado: } f_H = \frac{CM}{5A} \cdot \delta = \frac{(CM)t}{5AE}$$

Considerando que se vá a determinar la mayor deformación que la placa puede absorber para las temperaturas máxima y mínima en que se vá a colocar la trabe:

$$\delta = \frac{(CM)t}{5AE} (1.9) = \frac{36\ 160 \times 2.205 \times 1.25}{5 \times 146 \times 110} (1.9) = \underline{\underline{2.35''}}$$

$$A = 932\text{ cm}^2 \approx 146\text{ in}^2$$

$$\delta = 2.35'' > \frac{1.47}{2.54} \approx 0.58'' \quad \therefore$$



De otra manera:

Fuerza horizontal originada por la deformación de la trabe:

$$F = \frac{AE\Delta}{t} = \frac{932 \times 7.8 \times 1.47}{3.17} = 3370\text{ Kg}$$

$$F_{\text{fricción}} = \frac{1}{5} (36\ 160) = \underline{\underline{7250}} > 3370\text{ kg}$$

\therefore La P no desliza; ya que si la fuerza de fricción resistente provocada por la carga muerta, es mayor que la fuerza producida por el desplazamiento de la trabe, no hay resbalamiento.

Condición 4.- El espesor de la placa no deberá exceder la 5^a parte del ancho de la misma:

$$\frac{a}{5} > t ; \frac{23}{5} = \underline{\underline{4.6\text{ cm}}} > 3.17\text{ cm}$$

Esta condición también se cumple.

Apoyo fijo

Fuerzas horizontales que actúan sobre él:

- a) Fricción en apoyo móvil = 3370 kg
 b) Frenaje = 1020
 $\Sigma = 4390\text{ kg}$

Frenaje = $0.05 (714 \times 20.00 + 6130) = 1020 \text{ kg}$ ---(Por especificación)

Fricción en el apoyo fijo = $\frac{1}{5} (66\ 160) = 13\ 250 \text{ kg}$

$13\ 250 \text{ kg} > 4390 \text{ kg}$.'. La μ no desliza

t_{μ} (apoyo fijo) = $\frac{1}{2}'' = 1.3 \text{ cm}$ --- (Espesor mínimo posible, con lo cual dispongo de un apoyo fijo con suficiente aproximación, en comparación con el móvil.)

Conclusión

Se colocarán :

Apoyo móvil $\left\{ \begin{array}{l} 2\mu \text{ de neopreno de } 40 \text{ cm} \times 23 \text{ cm} \times 5/8'' \\ \text{de dureza Shore } 50 \\ 1\mu \text{ de acero de } 40 \text{ cm} \times 23 \text{ cm} \times 0.2 \text{ cm} \end{array} \right.$

Apoyo fijo $\left\{ \begin{array}{l} 1\mu \text{ de neopreno de } 40 \text{ cm} \times 23 \text{ cm} \times 1/2'' \\ \text{de dureza Shore } 50 \end{array} \right.$

Los apoyos quedarán distribuidos de la siguiente manera:

Estribo 1 Fijo
Pila 2 Móvil(izquierda) y fijo(derecha)
Pila 3 Móvil(izquierda) y móvil(derecha)
Estribo 4 Fijo

Estos apoyos se colocarán sobre bancos de concreto cuya altura, incluidas las placas, será de 10 cm.

PROYECTO DE LA SUBESTRUCTURA

Descripción.- La Subestructura consta de dos estribos de mampostería de 3^a clase cimentados por superficie, y de dos pilas de concreto ciclópeo sobre cilindros de fricción.

CALCULO DE LOS ESTRIBOS

Procederé a proyectar el Estribo N^o 1, en virtud de que es el más desfavorable, pues tendrá que ser desplantado a una profundidad mayor que el estribo N^o 4.

El estribo quedará localizado en la estación 79 + 073.00, con una elevación de rasante en este punto, de 326.90 m.

Las coronas y los diafragmas serán de concreto reforzado de $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ y el cuerpo y cimiento de mampostería de 3^a clase con mortero de cemento 1:5.

Los estribos 1 y 4 se proyectarán para soportar una losa nervurada con 2 nervaduras, de 20.00 m de claro y 7.50 m de ancho de calzada.

Localización.- Estribo 1 : K 79 + 073.00

Estribo 4 : K 79 + 134.08

Tránsito.- CV = H 15 - S 12, en dos bandas de circulación.

Esviajamiento.- El puente es normal.

Apoyos.- Fijos, sobre estribos 1 y 4

Cimentación.- en un manto de granito sano, con un esfuerzo de trabajo a la compresión, de 4 Kg/cm^2 .

Elevaciones.- Elevación N.A.M.E. = 319.00 m
 Sobreelevación = 0.21 m
 Espacio libre vertical = 6.06 m \searrow 2.50 m =
 = Espacio libre vertical mínimo
 Espesor superestructura = 1.63 m
 Elevación rasante = 326.90 m
 Elevación corona = 325.17 m
 Elevación desplante = 314.30 m
 Altura del estribo = 12.50 m

Esfuerzos permisibles

Concreto $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$; $f_c = 80 \text{ kg/cm}^2$

Mampostería 3^a clase: Compresión = 10 kg/cm^2
 Tensión = 1 kg/cm^2
 Esfuerzo cortante = 2 kg/cm^2

Material de desplante (granito sano) :

$f = 4 \text{ kg/cm}^2$ --- (Compresión)

Coefficiente de fricción en el desplante: $\mu = 0.7$

Coefficientes de seguridad:

Volteamiento = 2

Deslizamiento = 2

Revisión de la sección propuesta.-

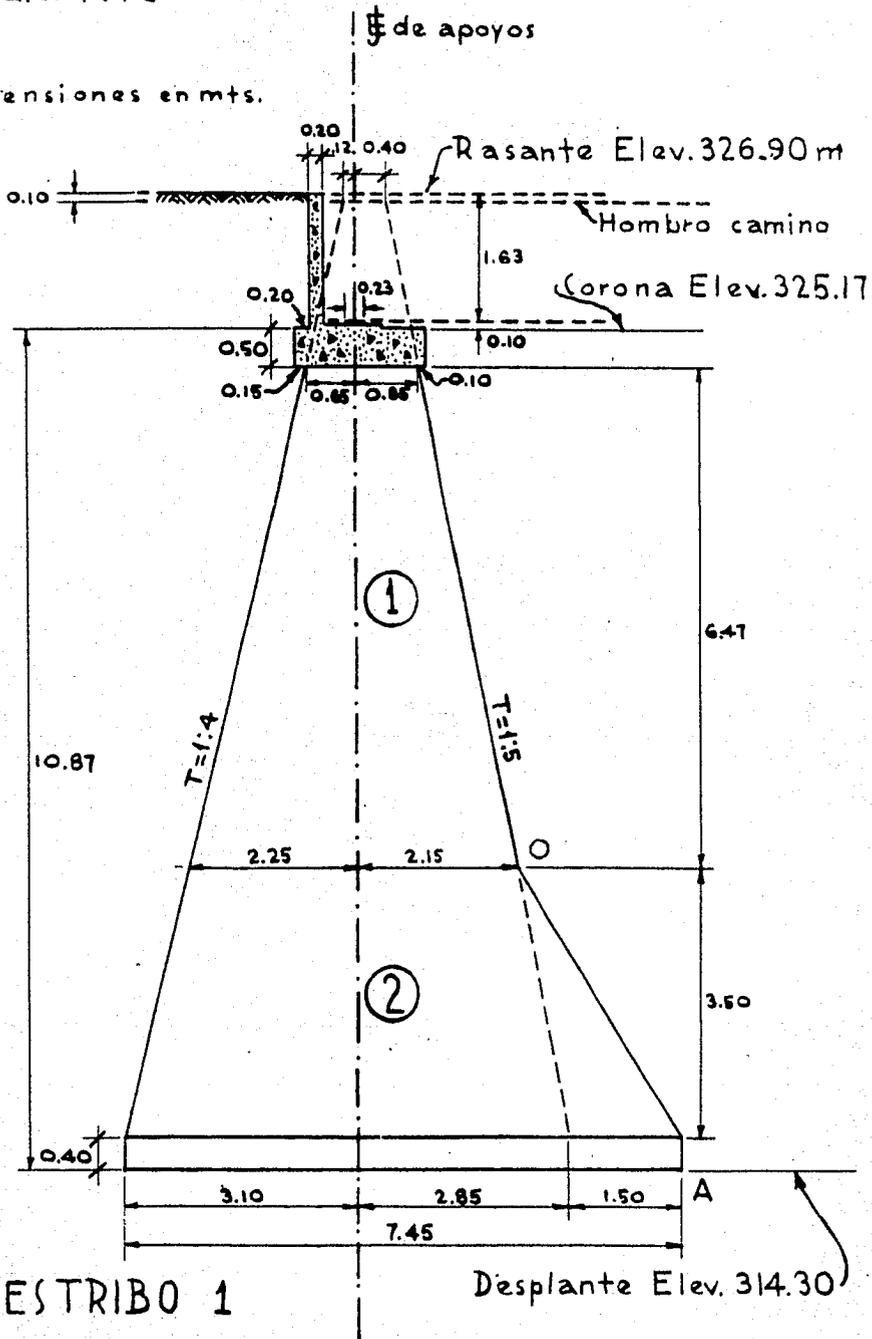
Valuación de las cargas

FUERZAS VERTICALES

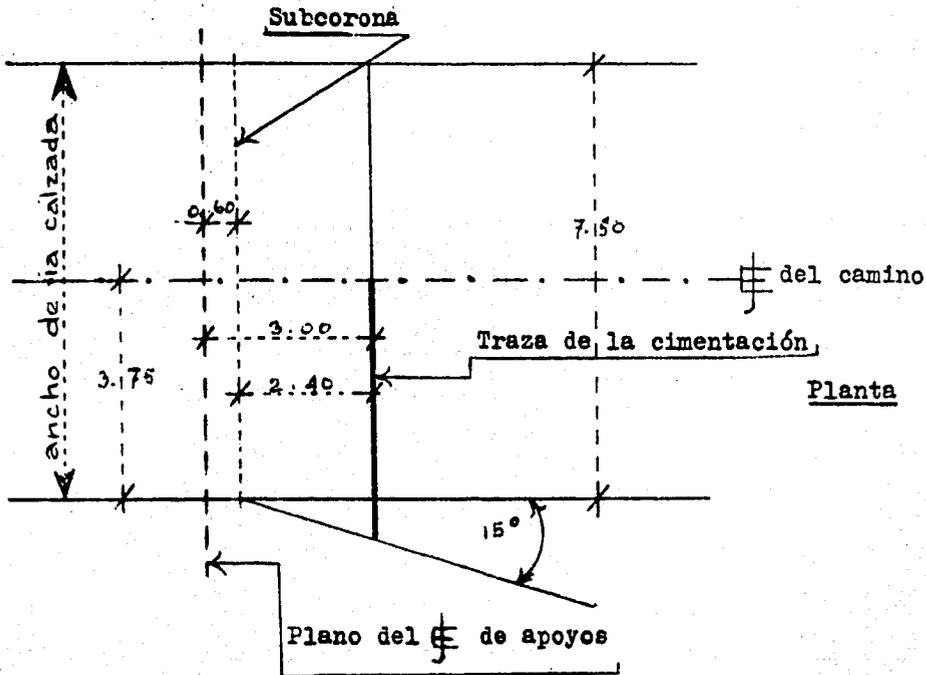
CM + CV = 66 160 kg/nervadura = Reacción en el apoyo =
 = Acción de la superestructura sobre el estribo.

Escala 1:75

Dimensiones en mts.



Determinación del ancho tributario de estribo:



$$P_v (\text{mampostería}) = \gamma = 2200 \text{ kg/m}^3$$

$$2.40 \text{ tg } 15^\circ = 2.40 \times 0.268 = 0.64 \text{ m}$$

$$\therefore \text{Ancho tributario} = (3.75 + 0.64) (2) = \underline{8.78 \text{ m}}$$

$$\text{CM} + (\text{CV})_{\text{total}} = 66.160 \times 2 = \underline{132.320 \text{ kg}} \text{ ---(De la superestructura)}$$

Acatando Especificaciones A.A.S.H.O., analizaré las 5 posibles combinaciones de carga para estribos:

Grupo I.- CM + CV + ET	f = 100 %
Grupo II.- CM + ET + VS	f = 125 %
Grupo III.- CM + CV + ET + 30 % VS + VV	f = 125 %
Grupo IV.- CM + CV + ET + F	f = 125 %
Grupo V.- CM + CV + ET + F + FR + 30% VS + VV	f = 140 %

En donde :

CM = Carga muerta

CV = Carga viva

ET = Empuje de tierras

VS = Viento sobre superestructura

VV = Viento sobre carga viva

F = Fricción

FR = Frenaje

Acción de la superestructura, por ancho tributario de estribo:

$$\frac{132\ 320}{8.78} = \frac{132.32}{8.78} = 15.0 \text{ T/m}$$

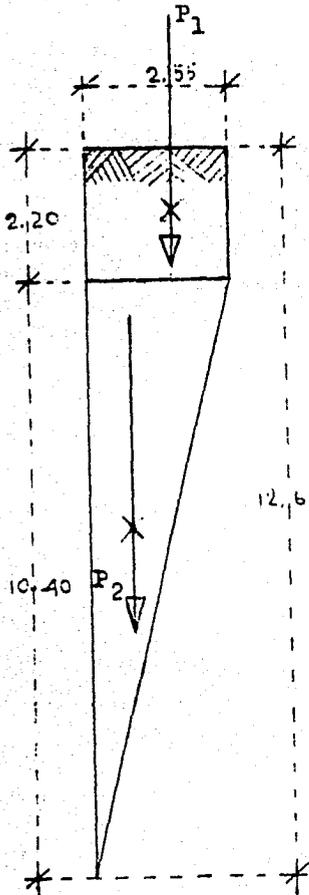
$$\Delta = 2.4 \text{ T/m}^3 \text{ ---- (Concreto)}$$

$$\text{J} = 2.2 \text{ T/m}^3 \text{ ---- (Mampostería)}$$

$$(CM)_{\text{superestructura}} = \frac{36\ 160 \times 2}{8.78} = 8240 \text{ kg/ml (ancho tributario de estribo)}$$

$$CV = \frac{30\ 000 \text{ kg} \times 2}{8.78} = 6820 \text{ Kg/m} = 6.82 \text{ T}$$

Peso de la cña de tierra sobre el estribo.-



Dimensiones en mts.

$$\omega_{\text{tierra}} = 1600 \text{ kg/m}^3 = 1.6 \text{ T/m}^3$$

Estoy analizando 1 m^l de profundidad
(normal al plano de la figura)

$$P_1 = 2.55 \times 2.20 \times 1.6 = 8.98 \text{ T}$$

$$P_2 = \frac{10.40 \times 2.55}{2} (1.6) = 21.10 \text{ T}$$

FUERZAS HORIZONTALES

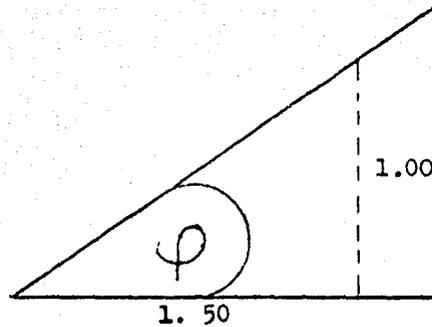
Empuje de tierras (ET)

Se calculará esta sollicitación por medio de la Teoría de Rankine.

Consideraré un P_v promedio para terracerías $= \omega = 1600 \text{ kg/m}^3$

1^o) Sin sobrecarga.-

Considerándose para los terraplenes de acceso un talud
de 1.50 : 1 :



$$\operatorname{tg} \phi = \frac{1}{1.50} = 0.667 \therefore \phi = 33^{\circ} 42' \doteq \phi$$

Empuje Activo máximo de Rankine =

$$H_a = \frac{1}{2} \omega h^2 \frac{1}{N \phi}$$

$$\frac{1}{N \phi} = \frac{1 - \operatorname{Sen} \phi}{1 + \operatorname{Sen} \phi} = \frac{1 - 0.555}{1 + 0.555} = 0.287$$

En donde:

H_a = Empuje total, en Kgs.

h = Altura del estribo que sostiene el material, en mts.

ϕ = ángulo de fricción interna del material (suelo)

$$\therefore H_a = \frac{1}{2} (1600)(12.60)^2 (0.287) = \underline{36\ 200\ \text{kg}} = \underline{36.2\ \text{T}}$$

Posición del empuje, sobre el nivel de desplante:

$$y_a = \frac{12.60}{3} = 4.20\ \text{m}$$

2^o) Con sobrecarga.-

$$h' = 0.60\ \text{m} = 60\ \text{cm} = \text{sobrecarga}$$

$$H = \frac{\omega}{2} \frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi} h (h + 2h') \text{ ----- Empuje activo}$$

$$y = \frac{h^2 + 3hh'}{3(h + 2h')} \text{ ----- Brazo de palanca}$$

$$\therefore H = \frac{1600}{2} (0.287)(12.60)(12.60 + 2 \times 0.60) = \underline{\underline{39\ 900\ kg = 39.9\ T}}$$

$$y = \frac{(12.60)^2 + 3(12.60)(0.60)}{3(12.60 + 2 \times 0.60)} = \underline{4.37\ m} \text{ ----- (Con respecto a la arista "A", en el desplante)}$$

Grupo I.- CM + CV + ET ----- $f = 100\ \%$

Se revisarán los estribos por:

- (1).- Volteamiento
- (2).- Deslizamiento
- (3).- Fatiga

(1).- Volteamiento

$$\frac{\sum M_V}{\sum M_H} \geq 2$$

La arista de volteo a considerar es el punto (A)

Después de un primer tanteo, en el cual la sección supuesta para el estribo resultó escasa, propongo como sección definitiva la mostrada en el dibujo correspondiente a escala.

Valuación de las cargas:

CM del estribo

$$\text{Diafragma} = 0.20 \times 1.73 \times 2.4 = 0.83\ T \text{ --- (Por m}^l \text{ de ancho de estribo)}$$

$$\text{Corona} = 0.50 \times 1.75 \times 2.4 = 2.10$$

$$\text{Cuerpo(1)} = 19.2 \times 2.2 = 42.20$$

$$\text{Cuerpo(2)} = 20.9 \times 2.2 = 46.00$$

$$\text{Cimentación} = 7.50 \times 0.40 \times 2.2 = \underline{6.60}$$

$$\Sigma = 97.73\ T/m$$

$$A_1 = \frac{4.45 + 1.50}{2} (6.47) = 19.2 \text{ m}^2$$

$$A_2 = \frac{7.50 + 4.45}{2} (3.50) = 20.9 \text{ m}^2$$

$$\therefore (\text{CM})_{\text{estribo}} = 97.73$$

$$\frac{8.24}{105.97} \text{ (CM) superestructura}$$

$$105.97 \text{ T/m}$$

Resumen de cargas verticales

C M	{	Superestructura	8.24 T
		Diafragma	0.83
		Corona	2.10
		Cuerpo (1)	42.20
		Cuerpo (2)	46.00
		Cimentación	6.60
		CV	6.82
Peso de la tierra	{	P ₁	8.98
		P ₂	21.10

Determinación de los centros de gravedad de los cuerpos (1) y (2), a partir del dibujo correspondiente a escala.-

Cuerpo (1) :

$$\sum M_o P = M_o R \text{ -----(Según el Teorema de Varignon)}$$

$$\sqrt{+} \sum M_o = \frac{4.45 \times 6.47}{2} (2.47) + \frac{1.50 \times 6.47}{2} (1.40) = 19.2 \bar{x}_o$$

$$\therefore \bar{x}_o = \frac{42.38}{19.20} = 2.21 \text{ m} \quad \therefore \bar{x}_A = 2.21 + 2.24 = \underline{4.45 \text{ m}} \text{ -(Cuerpo 1)}$$

GRUPO I de cargas.-		C M + C V + E T (sin sobrecarga)		
CARGAS VERTICALES (Tons)		Brazo de palanca con respecto a "A" (en mts)	Momento (T - m)	
C M	Superestructura	8.24	4.40	36.30
	Diafragma	0.83	4.92	4.08
	Corona	2.10	4.36	9.16
	Cuerpo (1)	42.20	4.45	188.00
	Cuerpo (2)	46.00	4.10	188.00
	Cimentación	6.60	3.75	24.70
	CV	6.82	4.40	30.00
Peso de la tierra	P ₁	8.98	6.31	56.80
	P ₂	21.10	6.70	142.00
$\Sigma F_v = 142.87$			$\Sigma M_v = 679.04$	
CARGAS HORIZONTALES				
Empuje de tierras		36.20	4.20	152.00
$\Sigma F_H = 36.20 T$			$\Sigma M_H = 152.00 T-M$	

Volteamiento

$$\frac{\sum M_V}{\sum M_H} = \frac{694.34}{174.50} = \underline{\underline{3.98 > 2.00}}$$

$$\sum M_V = 679.04 + (2.42 \times 6.31) = 694.34 \text{ T} - \text{m}$$

Deslizamiento

$$\mu = 0.7$$

$$\sum F_V = 145.29 \text{ T}$$

$$\sum F_H = 39.90 \text{ T}$$

$$\therefore \frac{\sum F_V}{\sum F_H} = 0.7 \frac{145.29}{39.90} = \underline{\underline{2.55 > 2.00}}$$

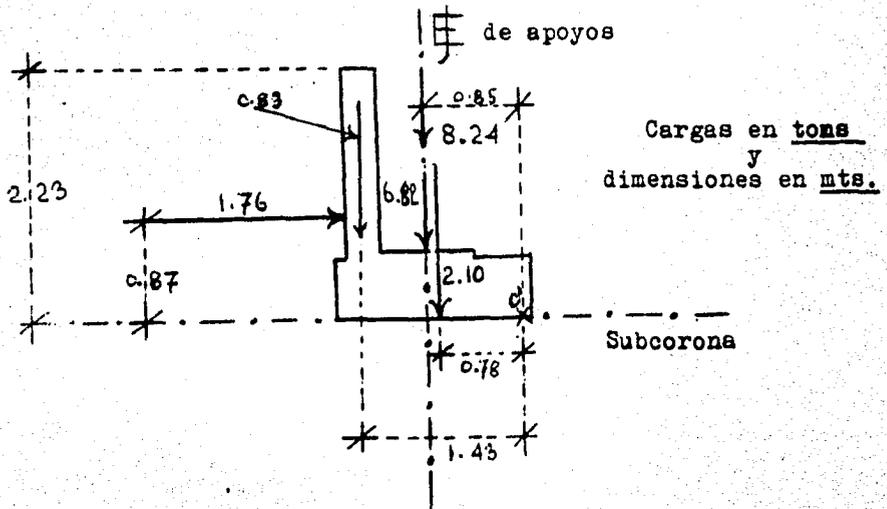
Por lo tanto, el estribo no se voltea ni desliza.

(3).- Fatiga

Se revisarán por condición de esfuerzo, las 3 secciones críticas, que son: la subcorona, el escalón y el desplante.

Revisión de la SUBCORONA

$$f_p = 10 \text{ Kg/cm}^2 \text{ ----- (Mampostería 3}^{\text{a}} \text{ clase)}$$



$$ET = \frac{\omega}{2} \frac{1 - \operatorname{sen}\phi}{1 + \operatorname{sen}\phi} h(h+2h') = \frac{1.6}{2} (0.257)(2.23)(2.23+2 \times 0.60)$$

∴ ET ≅ 1.76 T ----- (Con sobrecarga)

$$y = \frac{h^2 + 3hh'}{3(h + 2h')} = \frac{2.23^2 + 3 \times 2.23 \times 0.60}{3(2.23 + 2 \times 0.60)} = 0.87 \text{ m}$$

Q' es la nueva arista de volteo.

Utilizando la fórmula simplificada de la Escuadría, para la revisión de los esfuerzos:

$$a = \frac{\sum M_v + \sum M_H}{\sum F_v} = \frac{15.63 - 1.53}{18.0} = \frac{14.10}{18.0} = 0.78 \text{ m}$$

El valor de "a" indica que estoy dentro del tercio medio de la sección, lo cual arrojará solamente esfuerzos de compresión.

$$\sum M_v = 0.83 \times 1.43 + (8.24 + 6.82)0.85 + 2.10 \times 0.78 = 15.63 \text{ T-m}$$

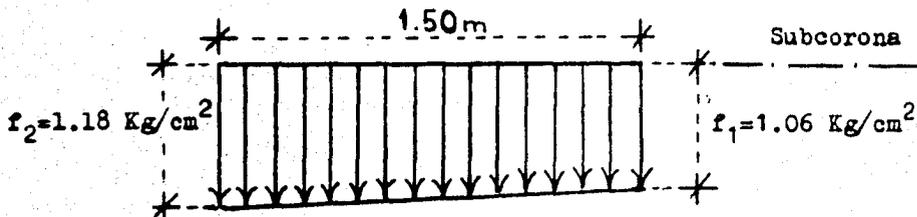
$$\sum M_H = -1.76 \times 0.87 = -1.53 \text{ T-m}$$

$$\sum F_v = 17.99 \text{ T} \cong 18.0 \text{ T}$$

$$f_1 = \frac{18.0}{(1.50)^2} (4 \times 1.50 - 6 \times 0.78) \cong 10.6 \text{ T/m}^2 = \frac{1.06 \text{ Kg/cm}^2}{\text{cm}^2} < 10 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_2 = 8.0 (4.48 - 3.00) = 11.8 \text{ T/m}^2 = \frac{1.18 \text{ Kg/cm}^2}{\text{cm}^2} < 10 \text{ Kg/cm}^2$$

Ambos de compresión y menores que el permisible :



∴ La sección en la subcorona es perfectamente resistente, según la 1ª combinación de cargas.

Revisión del ESCALON

cción de cambio de taludes, á 6.47 m bajo la subcorona.

$$\sum M_V = 0.83 \times 2.70 + 15.06 \times 2.20 + 2.10 \times 2.15 + 42.20 \times 2.21 + 8.17 \times 3.90 + 11.40 \times 4.11 = 211.96 \approx 212.0 \text{ T} - \text{m}$$

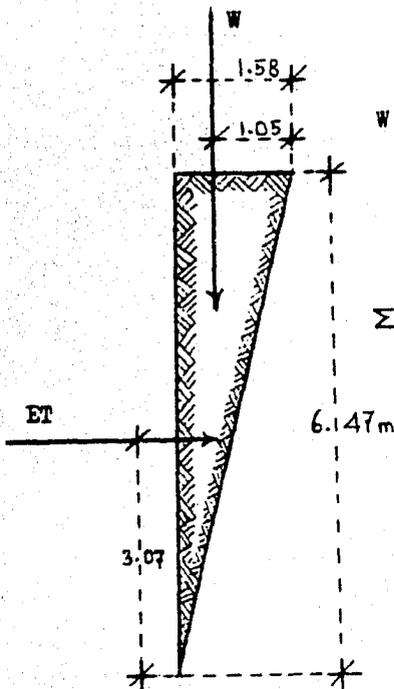
$$\sum M_H = 60.2 \text{ T} - \text{m} ; \text{Arista de volteo} : " 0 "$$

$$\sum M_H = 19.80 \times 3.04 = 60.2 \text{ T} - \text{m}$$

$$ET = \frac{1.6}{2} \times 0.287 \times 8.70 (8.70 + 1.20) = 19.80 \text{ T}$$

$$h = 8.70 \text{ m} ; h' = 0.60 \text{ m}$$

$$y = \frac{8.70^2 + 3 \times 8.70 \times 0.60}{3(8.70 + 1.20)} = 3.07 \text{ m}$$



$$W = \frac{6.47 \times 1.58}{2} \times 1.6 = 8.17 \text{ T}$$

$$\frac{11.40}{19.57} \text{ T} = W_{\text{tierra}}$$

$$19.57 \text{ T} = W_{\text{tierra}}$$

$$\sum F_V = 79.77 \text{ T}$$

$$a = \frac{212.0 - 60.2}{79.77} = 1.90 \text{ m} > \frac{B}{3} = \frac{4.45}{3} = 1.48 \text{ m}$$

∴ La resultante cae dentro del tercio medio.

$$f_1 = \frac{\sum F_v}{B^2} (4B - 6a) = \frac{79.77}{19.80} (17.80 - 11.40) = 25.8 \text{ T/m}^2 = \underline{\underline{2.58 \text{ Kg/cm}^2}} < \underline{\underline{10 \text{ Kg/cm}^2}}$$

$$f_2 = \frac{\sum F_v}{B^2} (6a - 2B) = 4.03 (11.40 - 8.90) = 10.1 \text{ T/m}^2 = \underline{\underline{1.01 \text{ Kg/cm}^2}} < \underline{\underline{10 \text{ Kg/cm}^2}}$$

∴ El escalón es resistente

Revisión de la sección de DESPLANTE

(Sección á 10.37 m bajo la subcorona)

$$\sum M_v = 694.34 \text{ T - m}$$

$$\sum M_H = 174.50 \text{ T - m}$$

$$\sum F_v = 145.29 \text{ T}$$

$$a = \frac{694.34 - 174.50}{145.29} = 3.59 \text{ m}$$

$$B = 7.50 \text{ m} ; \frac{B}{3} = \frac{7.50}{3} = 2.50 \text{ m} < 3.59 \text{ m}$$

Por lo tanto, como estoy también en este caso dentro del tercio medio de la sección, solamente aparecerán esfuerzos de compresión en el terreno de desplante :

$$f_1 = \frac{145.29}{35.0} (30.00 - 21.50) = 22.0 \text{ T/m}^2 = \underline{\underline{2.20 \text{ kg/cm}^2}} < \underline{\underline{4 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$f_2 = 2.59 (21.5 - 15.0) = 16.8 \text{ T/m}^2 = \underline{\underline{1.68 \text{ kg/cm}^2}} < \underline{\underline{4 \text{ kg/cm}^2}}$$

∴ Se acepta la sección propuesta, en cuanto al Grupo I se refiere.

Grupo II.- C M + E T + V S ----- f = 125 %

Valuación de las cargas

$$CM = (CM)_{\text{superestructura}} + (CM)_{\text{estribo}} + (\text{Peso})_{\text{tierra}} =$$

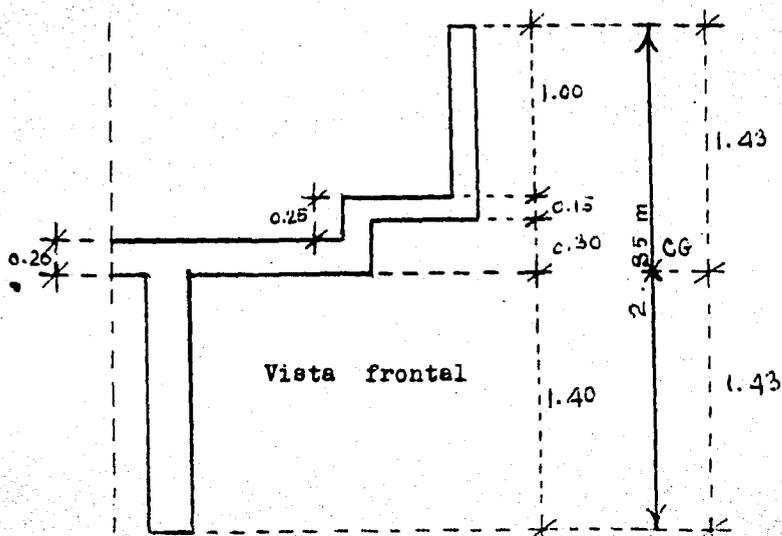
$$= 8.24 + 97.73 + 32.50 = \underline{\underline{138.47 \text{ T/m}}}$$

Continúo analizando un ml de profundidad.

$$\underline{\underline{ET = 39.9 \text{ T/m}}}$$

Viento sobre superestructura (VS)

Atendiendo a las condiciones de nuestro problema, el viento normal o transversal al puente no tiene preponderancia en el volteo en dicho sentido, por tener gran rigidez la estructura para esta orientación; en cambio, el volteamiento se efectuaría en un plano perpendicular al mencionado, es decir, longitudinalmente al puente. Por lo tanto, se tomará en cuenta para este caso, solamente la componente longitudinal del viento sobre la estructura.



C G = centro de gravedad del área expuesta al viento.

Fuerzas debidas al viento

Las fuerzas transversales y longitudinales de viento transmitidas por la superestructura a la subestructura, se aplicarán simultáneamente a la altura donde está el CG del área expuesta de la superestructura.

La carga de viento sobre carga viva, se aplicará en un punto que esté a 1.83 m arriba del piso.

Para los puentes usuales de losa sobre traveses que tengan longitud máxima de 38 m (en nuestro caso, $l = 20.00$ m), se pueden utilizar las siguientes cargas debidas al viento :

W (carga del viento sobre la estructura).-

244 kg/m² ----- Transversalmente

59 kg/m² ----- Longitudinalmente

Las 2 cargas señaladas se deben aplicar simultáneamente.

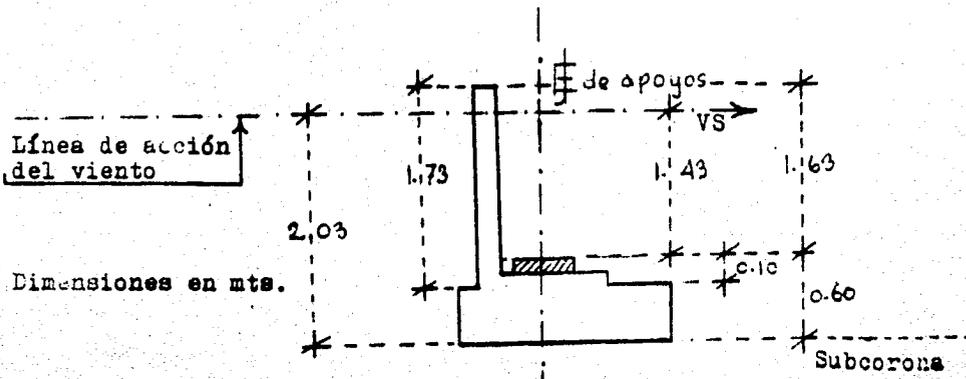
W1 (carga del viento sobre la CV).-

149 kg/ml ----- Transversalmente

60 kg/ml ----- Longitudinalmente

Las 2 cargas señaladas se deben aplicar simultáneamente.

El área expuesta considerada será la suma de las proyecciones verticales de las áreas de todos los miembros, incluyendo el sistema de piso y el parapeto.



VS = 59 Kg/m² ----- (Según A.A.S.H.O.)

VS (Kg) = 59 x 2.85 x 20.00 = 3360 kg = 3.36 T

Como en todos los casos, se revisará por:

Volteamiento, deslizamiento y fatiga.

(1).- Volteamiento

$$\frac{\sum M_v}{\sum M_H} = \frac{664.14}{216.10} = \underline{\underline{3.08 > 1.6}}$$

Se tomarán los momentos con respecto á "A", que es la arista de volteo.

Coefficiente de volteo = $C_v = \frac{2.00}{1.25} = 1.6 =$ Coeficiente de deslizamiento = C_D ----- (Para esta combinación de cargas)

GRUPO II de cargas.- CM + ET + VS (CON SOBRECARGA de CV)				
CARGAS VERTICALES (Tons)		Brazo(mts)	Momento(T-m)	
CM	Superestructura	8.24	4.40	36.30
	Diafragma	0.83	4.92	4.08
	Corona	2.10	4.36	9.16
	Cuerpo(1)	42.20	4.45	188.00
	Cuerpo(2)	46.00	4.10	188.00
	Cimentación	6.60	3.75	24.70
Peso de la tierra	P ₁	11.40	6.31	71.90
	P ₂	21.10	6.70	142.00
$\sum P_v = 138.47$				$\sum M_v = 664.14$
CARGAS HORIZONTALES				
Empuje de tierras		39.90	4.37	174.50
V/superestructura		3.36	12.40	41.60
$\sum P_H = 43.26$				$\sum M_H = 216.10$

(2).- Deslizamiento

$$\mu \frac{\Sigma F_V}{\Sigma F_H} = 0.7 \frac{138.47}{43.26} = \underline{\underline{2.24 > 1.6}}$$

∴ El estribo no se voltea ni desliza

(3).- FatigaRevisión de la SUBCORONA

Tomando momentos con respecto a O' :

$$\curvearrowright \Sigma M_V = 8.24 \times 0.85 + 0.83 \times 1.43 + 2.10 \times 0.78 = 9.84 \text{ T-m}$$

$$\curvearrowleft \Sigma M_H = 1.76 \times 0.87 + 3.36 \times 2.03 = 8.35 \text{ T-m}$$

$$\Sigma F_V = 11.17 \text{ T}$$

$$\therefore a = \frac{9.84 - 8.35}{11.17} \approx 0.13 \text{ m}$$

Esfuerzos permisibles para esta combinación:

$$f_{\text{compresión}} = 10 \times 1.25 = 12.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{\text{tensión}} = 1.0 \times 1.25 = 1.25 \text{ Kg/cm}^2$$

Compresión = (+) ; Tensión = (-)

$$f_1 = \frac{11.17}{2.25} (6.00 - 0.78) = 26.0 \text{ T/m}^2 = \underline{\underline{2.6 \text{ kg/cm}^2 < 12.5 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$f_2 = 4.97 (0.78 - 3.00) = -11.10 \text{ T/m}^2 = \underline{\underline{-1.11 \text{ kg/cm}^2 < 1.25 \text{ kg/cm}^2}}$$

Revisión de la subcorona por esfuerzo cortante.-

$$v_p = 2.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$V = 1.76 + 3.36 = 5.12 \text{ T}$$

$$v_{\text{real}} = \frac{5.12}{1.50} = 3.41 \text{ T/m}^2 \approx \underline{\underline{0.34 \text{ kg/cm}^2 < v_p = 2.50 \text{ kg/cm}^2}}$$

Por lo tanto, está correcta y aún sobrada la subcorona por esfuerzo cortante.

Revisión del ESCALON

$$a = \frac{178.30 - 88.80}{68.92} = \frac{89.50}{68.92} = 1.30 \text{ m}$$

$$\sum M_V = 8.24 \times 2.20 + 0.83 \times 2.70 + 2.10 \times 2.12 + 42.20 \times 2.25 + 7.3 \times 3.60 + 8.25 \times 3.90 = 178.30 \text{ T - m}$$

$$ET = 19.80 \times 3.04 = 60.2 \text{ T - m}$$

$$\sum M_H = 60.2 + 3.36 \times 8.50 = 88.80 \text{ T - m}$$

$$\sum F_V = 68.92 \text{ T}$$

$$f_1 = \frac{68.92}{19.80} (17.80 - 7.80) = 34.8 \text{ T/m}^2 = \underline{\underline{3.48 \text{ kg/cm}^2}} < \underline{\underline{12.5 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$f_2 = 3.48 (7.80 - 8.90) = -3.82 \text{ T/m}^2 = \underline{\underline{-0.38 \text{ kg/cm}^2}} < \underline{\underline{1.25 \text{ kg/cm}^2}}$$

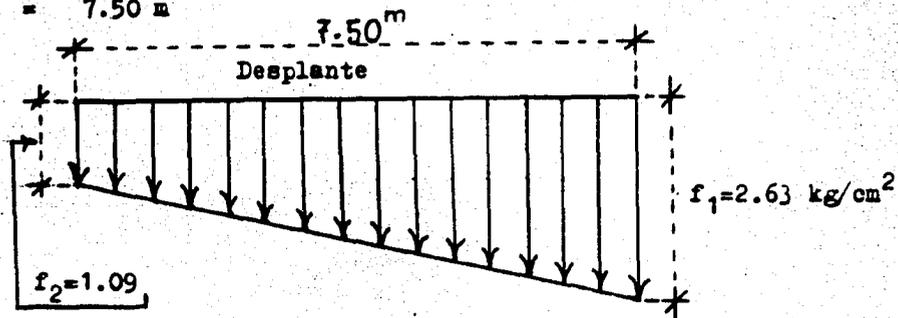
Revisión de la sección de DESPLANTE

$$\sum M_V = 664.14 \text{ T - m}$$

$$\sum M_H = 216.10 \text{ T - m}$$

$$\sum F_V = 138.47 \text{ T}$$

$$B = 7.50 \text{ m}$$



$$a = \frac{664.14 - 216.10}{138.47} = 3.24 \text{ m} > \frac{7.50}{3}$$

$$f_1 = \frac{138.47}{56.0} (30.00 - 19.40) = 26.3 \text{ T/m}^2 = \underline{\underline{2.63 \text{ kg/cm}^2}} < \underline{\underline{5.0 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$f_2 = 2.48 (19.40 - 15.00) = 10.90 \text{ T/m}^2 = 1.09 \text{ Kg/cm}^2 < 5.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_p = 4.0 \times 1.25 = 5.00 \text{ Kg/cm}^2 \text{ ----- (Del suelo)}$$

∴ Se acepta la sección

Grupo III.- CM + CV + ET + 30 % VS + VV ----- f = 125 %

$$30 \% \text{ VS} = 0.30 \times 3.36 = 1.008 \approx 1.0 \text{ T}$$

Obsérvese que en este caso, el viento sobre la carga viva, normal al puente, no se tomará en cuenta por las razones anteriormente expuestas.

VV.- Viento tangencial sobre carga móvil, actuando en 20.00 m de claro :

$$(VV)_{\text{tangencial}} = 60 \times 20 = 1.2 \text{ T}$$

Aplicado á 1.83 m sobre la rasante.

Nota.- No consideraré para este proyecto el "viento tangencial sobre la carga móvil" (VTCM), en virtud de que esta solición no es significativa, ya que por el hecho de no deslizar las placas de apoyo (de neopreno), la carga de 1.2 T (de VTCM) se puede dividir entre 2, y además entre el ancho tributario de estribo:

$$\frac{1.2 \text{ T}}{2 \times 8.78 \text{ m}} = 0.0682 \approx 68 \text{ Kg}$$

(1).- Volteamiento

$$\frac{\sum M_v}{\sum M_H} = \frac{694.14}{186.90} = \underline{\underline{3.72}} > 1.6$$

(2).- Deslizamiento

$$\mu \frac{\sum F_v}{\sum F_H} = 0.7 \frac{145.29}{40.90} = 2.48 > 1.6$$

GRUPO III de cargas.- CM + CV + ET + 30 % VS + VV		
CARGAS VERTICALES (Tons)	Brazo (mts)	M (T - m)
Carga muerta 138.47		664.14
Carga viva 6.82	4.40	30.00
$\Sigma F_v = 145.29$		$\Sigma M_v = 694.14$
CARGAS HORIZONTALES		
Empuje de tierras 39.90	4.37	174.50
30 % VS 1.00	12.40	12.40
$\Sigma F_H = 40.90$		$\Sigma M_H = 186.90$

(3).- FatigaRevisión de la SUBCORONA

$$a = \frac{15.63 - 3.56}{18.0} = 0.67 \text{ m}$$

$$\sqrt{\Sigma M_v} = 15.63 \text{ T - m}$$

$$\Sigma M_H = 1.76 \times 0.87 + 1.00 \times 2.03 = 3.56 \text{ T - m}$$

$$\Sigma F_v = 18.0 \text{ T}$$

Se están tomando valores ya calculados con anterioridad.

$$f_1 = \frac{18.0}{2.25} (6.00 - 4.02) = 15.8 \text{ T/m}^2 = \underline{\underline{1.58 \text{ kg/cm}^2}} < 12.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = 8.0 (4.02 - 3.00) = 8.15 \text{ T/m}^2 = \underline{\underline{0.82 \text{ kg/cm}^2}} < 12.5 \text{ kg/cm}^2$$

Revisión del ESCALON

$$a = \frac{193.30 - 68.70}{75.74} = 1.65 \text{ m} \searrow \frac{4.45}{3} = 1.48$$

$$\sum M_V = 178.30 + 6.82 \times 2.20 = 193.30 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$$\sum M_H = 60.2 + 1.00 \times 8.50 = 68.70 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$$\sum F_V = 68.92 + 6.82 = 75.74 \text{ T} ; B = 4.45 \text{ m}$$

$$\therefore f_1 = \frac{75.74}{19.80} (17.80 - 9.90) = 30.2 \text{ T/m}^2 = \underline{\underline{3.02 \text{ kg/cm}^2}} < \underline{\underline{12.5 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$f_2 = 3.82 (9.90 - 8.90) = 3.82 \text{ T/m}^2 \doteq \underline{\underline{0.38 \text{ kg/cm}^2}} < \underline{\underline{12.5 \text{ kg/cm}^2}}$$

Revisión de la sección por esfuerzo cortante.-

$v_p = 2 \text{ kg/cm}^2$; para este grupo de cargas :

$$v_p = 2 \times 1.25 = 2.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{\text{escalón}} = 19.80 + 1.00 = 20.80 \text{ T}$$

$$v = \frac{20.80}{4.45 \times 1.00} \doteq 4.66 \text{ T/m}^2 \doteq \underline{\underline{0.47 \text{ kg/cm}^2}} < \underline{\underline{2.50 \text{ kg/cm}^2}}$$

Es resistente el escalón al esfuerzo cortante

Revisión de la sección de DESPLANTE

$$a = \frac{694.14 - 186.90}{145.29} = 3.50 \text{ m}$$

$$f_1 = \frac{145.29}{56.0} (30.00 - 21.00) = 23.4 \text{ T/m}^2 = \underline{\underline{2.34 \text{ kg/cm}^2}} < \underline{\underline{5.00 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$f_2 = 2.60 (21.0 - 15.0) = 15.6 \text{ T/m}^2 = \underline{\underline{1.56 \text{ kg/cm}^2}} < \underline{\underline{5.00 \text{ kg/cm}^2}}$$

La sección está correcta

$$f_{perm} = 4 \times 1.25 = 5.00 \text{ kg/cm}^2 \text{ ----- (Terreno)}$$

Nota.- No considero necesario revisar por esfuerzo cortante en todos los casos, por preverse que la estructura está sobrada.

GRUPO IV de cargas.- CM + CV + ET + F ----- f = 125 %		
CARGAS VERTICALES (Tons)	Brazo (mts)	Momento (T - m)
Carga muerta	138.47	664.14
Carga viva	6.82	30.00
$\Sigma F_v = 145.29$		$\Sigma M_v = 694.14$
CARGAS HORIZONTALES		
Empuje de tierras	39.90	174.50
Fricción (F)	6.92	10.87
$\Sigma F_H = 46.82$		$\Sigma M_H = 250.00$

Fricción (F)

Según las Especificaciones:

$$(F) \text{ cargas permanentes} = FCP = 0.05 \times 138.47 = 6.92 \text{ T -----}$$

----- Por ml de ancho tributario de estribo.

Esta solicitación se considera actuando en la superficie de la corona.

(1).- Volteamiento

$$\frac{\Sigma M_v}{\Sigma M_H} = \frac{694.14}{250.00} = \underline{\underline{2.78 > 1.6}}$$

(2).- Deslizamiento

$$\mu \frac{\sum F_v}{\sum F_H} = 0.7 \frac{145.29}{46.82} = 2.17 > 1.6$$

(3).- FatigaRevisión de la SUBCORONA

Partiendo de valores previamente calculados:

$$\sum M_v = 15.63 \text{ T} - \text{m}$$

$$\sum M_H = 1.53 + 6.92 \times 0.50 = 4.99 \text{ T} - \text{m}$$

$$a = \frac{15.63 - 4.99}{18.0} = 0.60 \text{ m}$$

$$\sum F_v = 18.0 \text{ T} ; B = 1.50 \text{ m}$$

$$f_1 = \frac{18.0}{2.25} (6.00 - 3.60) = 19.2 \text{ T/m}^2 = \underline{\underline{1.92 \text{ kg/cm}^2 < 12.5 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$f_2 = 8.0 (3.60 - 3.00) = 4.8 \text{ T/m}^2 = \underline{\underline{0.48 \text{ kg/cm}^2 < 12.5 \text{ kg/cm}^2}}$$

Revisión del ESCALON

$$\sum M_v = 193.30 \text{ T} - \text{m}$$

$$\sum M_H = 60.2 + 6.92 \times 6.97 = 108.40 \text{ T} - \text{m}$$

$$\sum F_v = 75.74 \text{ T}$$

$$\therefore a = \frac{193.30 - 108.40}{75.74} = 1.12 \text{ m}$$

$$f_1 = \frac{75.74}{19.8} (17.80 - 6.72) = 42.5 \text{ T/m}^2 = \underline{\underline{4.25 \text{ kg/cm}^2 < 12.5 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$f_2 = 3.82 (6.72 - 8.90) = -8.3 \text{ T/m}^2 = - \underline{\underline{0.83 \text{ kg/cm}^2 < 1.25 \text{ kg/cm}^2}}$$

Revisión de la sección de DESPLANTE

$$\sum M_v = 694.14 \text{ T} - \text{m}$$

$$\sum M_H = 266.00 \text{ T} - \text{m}$$

$$\sum F_v = 145.29 \text{ T} ; B = 7.50 \text{ m}$$

$$a = \frac{694.14 - 250.00}{145.29} = 3.06 \text{ m}$$

$$f_1 = \frac{145.29}{56.0} (30.00 - 18.40) = 30.2 \text{ T/m}^2 = \underline{\underline{3.02 \text{ kg/cm}^2}} < 5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = 2.60 (18.40 - 15.00) = 8.83 \text{ T/m}^2 = \underline{\underline{0.88 \text{ kg/cm}^2}} < 5 \text{ kg/cm}^2$$

∴ Se acepta la sección

Grupo V de cargas.-

Frenaje (FR)

Según las Especificaciones A.A.S.H.O., su intensidad es del 5 % de la carga móvil en cada banda de circulación, y se calculará tomando la carga equivalente uniforme y la concentración para momento :

$$\omega \text{ equivalente (H 15 - S 12)} \begin{cases} P_M = 6130 \text{ kg} \\ \omega = 714 \text{ kg/m} \end{cases}$$

GRUPO V de cargas.- CM + CV + ET + F + FR+30% VS+VV--f=140%		
CARGAS VERTICALES (Tons)	Brazo(mts)	Momento (T - m)
Carga muerta 138.47		664.14
Carga viva 6.82		30.00
$\Sigma F_v = 145.29$		$\Sigma M_v = 694.14$
CARGAS HORIZONTALES		
Empuje de tierras 39.90		174.50
Fricción (F) 6.92		75.50
Frenaje (FR) 0.232	10.87	2.53
30 % VS 1.00		12.40
$\Sigma F_H = 48.05$		$\Sigma M_H = 264.93$

$$\therefore FR = 0.05 \times 2 (6.13 + 0.714 \times 20.00) \doteq \underline{2.04 T}$$

Aplicado á 4' = 1.22 m sobre la rasante. Se traslada a la superficie de la corona y se desprecia el par de transporte.

$$\therefore FR = \frac{2.04}{8.78} = \underline{0.232 T/m}$$

Para esta combinación de cargas :

$$f_p = f_p \times 1.40 \quad \text{F.S.}$$

$$\text{F.S.} = \frac{\quad}{1.40}$$

$$\therefore C_v = C_D = \frac{2.00}{1.40} = \underline{1.43}$$

En la mampostería

Compresión = 10 x 1.40 = 14 kg/cm ²
Tensión = 1 x 1.40 = 1.4 kg/cm ²
Esfuerzo cortante = 2 x 1.40 = 2.8 kg/cm ²

Terreno ----- f = 4 x 1.40 = 5.6 kg/cm²

Revisión de la sección del estribo

(1).- Volteamiento

$$\frac{\sum M_v}{\sum M_H} = \frac{694.14}{264.93} \doteq \underline{2.63} > \underline{1.43} \text{ ----- (Tomando momentos con respecto á "A")}$$

(2).- Deslizamiento

$$\mu \frac{\sum F_v}{\sum F_H} = 0.7 \frac{145.29}{48.05} = \underline{2.11} > \underline{1.43} \text{ (Con respecto a la sección de desplante)}$$

(3).- Fatiga

Revisión de la SUBCORONA

$$\sum M_v = 15.63 \text{ T} \cdot \text{m} \text{ ----- (Tomando momentos con respecto á 0')}$$

$$\sum M_H = 1.76 \times 0.87 + 6.92 \times 0.50 + 0.232 \times 0.50 + \\ + 1.00 \times 2.03 = 7.13 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$$\sum F_v = 18.0 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$$a = \frac{15.63 - 7.13}{18.0} = 0.47 \text{ m}$$

$$f_1 = \frac{13.0}{2.25} (6.00 - 2.82) = 25.4 \text{ T/m}^2 = \underline{\underline{2.54 \text{ kg/cm}^2}} < \underline{\underline{14 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$f_2 = 8.0 (2.82 - 3.00) = -1.44 \text{ T/m}^2 = \underline{\underline{-0.14 \text{ kg/cm}^2}} < \underline{\underline{1.4 \text{ kg/cm}^2}}$$

Revisión por esfuerzo cortante.-

$$\sum F_H = 9.91 \text{ T}$$

$$v = \frac{9.91}{1.50 \times 1.00} = 6.60 \text{ T/m}^2 = \underline{\underline{0.66 \text{ kg/cm}^2}} < \underline{\underline{2.8 \text{ kg/cm}^2}}$$

Revisión del ESCALON

$$\sum M_v = 193.30 \text{ T} \cdot \text{m} \text{ ----- (Tomando momentos con respecto á "0")}$$

$$\sum M_H = 60.2 + 48.20 + 0.232 \times 6.97 + 8.50 = 118.52 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$$\sum F_v = 75.74 \text{ T}$$

$$a = \frac{193.30 - 118.52}{75.74} = 0.99 \text{ m} \approx 1.00 \text{ m}$$

$$f_1 = \frac{75.74}{19.8} (17.80 - 6.00) = 45.1 \text{ T/m}^2 = \underline{\underline{4.51 \text{ kg/cm}^2}} < \underline{\underline{14 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$f_2 = 3.82 (6.00 - 8.90) = -11.1 \text{ T/m}^2 = \underline{\underline{-1.11 \text{ kg/cm}^2}} < \underline{\underline{1.4 \text{ kg/cm}^2}}$$

Revisión por esfuerzo cortante.-

$$\begin{aligned}
 ET &= 15.47 \text{ T} \doteq 15.50 \text{ T} \\
 &\quad 6.92 \text{ ----- (F)} \\
 &\quad .23 \text{ ----- (FR)} \\
 &\quad \underline{1.00 \text{ ----- (30 \% VS)}} \\
 \therefore \Sigma F_H &= 23.65 \doteq \underline{23.7 \text{ T}}
 \end{aligned}$$

$$v_{\text{real}} = \frac{23.70}{4.45} = 5.32 \text{ T/m}^2 \doteq \underline{\underline{0.53 \text{ kg/cm}^2}} < \underline{\underline{2.8 \text{ kg/cm}^2}}$$

Revisión de la sección de DESPLANTE

$$a = \frac{\Sigma M_V + \Sigma M_H}{\Sigma F_V} = \frac{694.14 - 264.93}{145.29} = 2.96 \text{ m} \doteq 3.00 \text{ m} > \frac{B}{3} = 2.50 \text{ m}$$

Lo cual nos indica que la resultante de las fuerzas cae dentro del Núcleo Central de la sección, y por lo tanto, nunca se tendrán tensiones en el desplante.

$$\therefore f_1 = \frac{\Sigma F_V}{B^2} (4B - 6a) = \frac{145.29}{56.0} (30.00 - 18.00) = 31.0 \text{ T/m}^2 = \underline{\underline{3.10 \text{ kg/cm}^2}} < \underline{\underline{5.6 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$f_2 = 2.59(18.0 - 15.0) = 7.75 \text{ T/m}^2 \doteq \underline{\underline{0.78 \text{ kg/cm}^2}} < \underline{\underline{5.6 \text{ kg/cm}^2}}$$

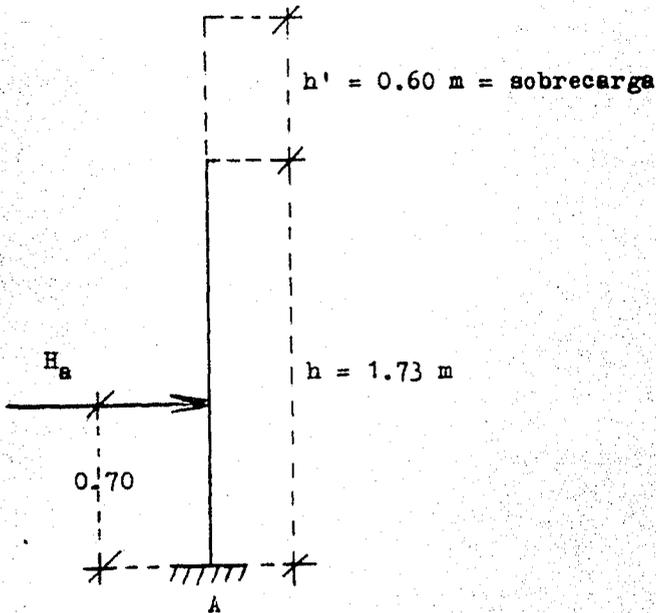
∴ SE ACEPTA LA SECCION PROPUESTA

NOTA.- El estribo N^o 4 se desplantará a la misma elevación que el estribo 1. Por lo tanto, serán iguales ambos y con las mismas secciones.

CALCULO DEL DIAFRAGMA DEL ESTRIBO

El diafragma se considerará solicitado únicamente por el empuje de tierras con sobrecarga, y trabajará como voladizo a flexión.

Altura del diafragma = 1.73 m



Aplicando la Fórmula de Rankine :

$$H = \frac{\omega}{2} \frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi} h(h+2h') = \frac{1600}{2} (0.287)(1.73)(2.93)$$

$$\frac{1}{N_{\phi}} = \frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi} = 0.287$$

∴ H ≅ 1160 Kg/ml (profundidad)

$$y = \frac{h^2 + 3hh'}{3(h+2h')} = \frac{(1.73)^2 + 3 \times 1.73 \times 0.60}{3(1.73 + 1.20)} \cong 0.70$$

$$\therefore M_{\Delta} = 1160 \times 0.70 = 810 \text{ kg} - \text{m} = \underline{81\,000 \text{ kg} - \text{cm}}$$

$$d = \sqrt{\frac{81\,000}{14.7 \times 100}} = \underline{7.4 \text{ cm}} \angle 12.0 \text{ cm} = d$$

\therefore Dejaré el espesor total supuesto de 20.0 cm

$$A_s = \frac{81\,000}{1300 \times 0.858 \times 12} = \underline{6.05 \text{ cm}^2}$$

$$d = 20.0 - 8.0 = 12.0 \text{ cm} ; r = 8 \text{ cm}$$

$$\text{Usando vars. } \phi \text{ } 1/2" \text{ ----- } a_s = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$\therefore \text{separación C.á C.} = \frac{1.27 \times 100}{6.05} = 21.0 \text{ cm}$$

Se dejará S = 20 cm

Se prolongará este refuerzo para anclar en la corona, prove_uyéndose también acero por temperatura, como puede verse en los planos respectivos.

C A L C U L O D E L A S P I L A S

Las pilas se proyectarán para resistir las cargas muerta y viva que soporten, las presiones del viento que actúen sobre la pila y superestructura; las fuerzas debidas a la corriente del agua y cuerpos flotantes y las fuerzas longitudinales en los apoyos fijos de los claros.

Descripción.- Cada pila estará formada por cabezal y cuerpo. El cabezal será de concreto reforzado de $f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$, y el cuerpo de concreto ciclópeo de $f'_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$.

Las pilas se apoyarán sobre cilindros de fricción de concreto reforzado.

Localización.- La localización de las pilas será como sigue:

Pila 2.- K 79 + 093.27

Pila 3.- K 79 + 113.81

Peralte de la superestructura = 1.63 m

Peralte del apoyo y banco de
concreto = 10
1.73 m

Se calculará la pila N^o 2 por presentarse en ella las condiciones más desfavorables: peso del agua, empuje dinámico del agua, empuje de viento. La pila N^o 3 será igual a la primera.

Dimensiones supuestas

Corona.- Se proyectará para alojar correctamente las

placas de apoyo y los bancos de concreto.

Valuación de las cargas sobre la pila

(1).- Carga muerta (CM)

a) Peso de la superestructura (un tramo tributario).-

De las cubicaciones:

Concreto de $f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$:

$$56.7 \text{ m}^3 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 = 136\,000 \text{ Kg}$$

$$\text{Acero de refuerzo} = 13\,670 \text{ Kg}$$

b) Parapeto (un tramo) : Concreto $f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$

$$0.07 \text{ m}^3/\text{m} \times 20.00 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 2 = 6720 \text{ kg.}$$

Acero de refuerzo :

$$8 \text{ Kg/m} \times 20.00 \times 2 = \underline{320 \text{ kg}}$$

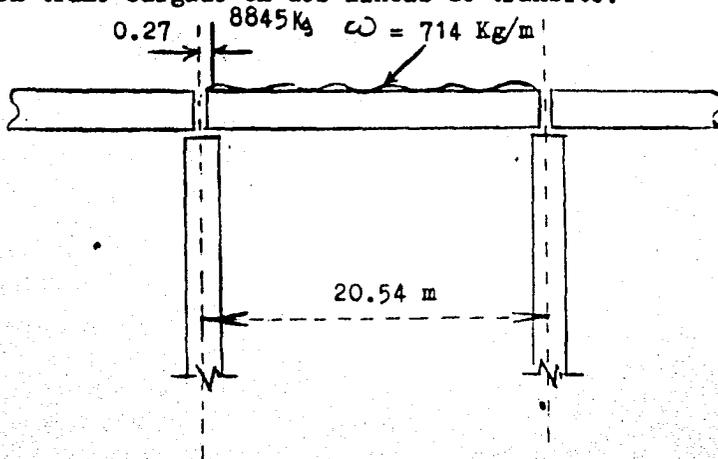
$$\Sigma = 156\,710 \text{ kg}$$

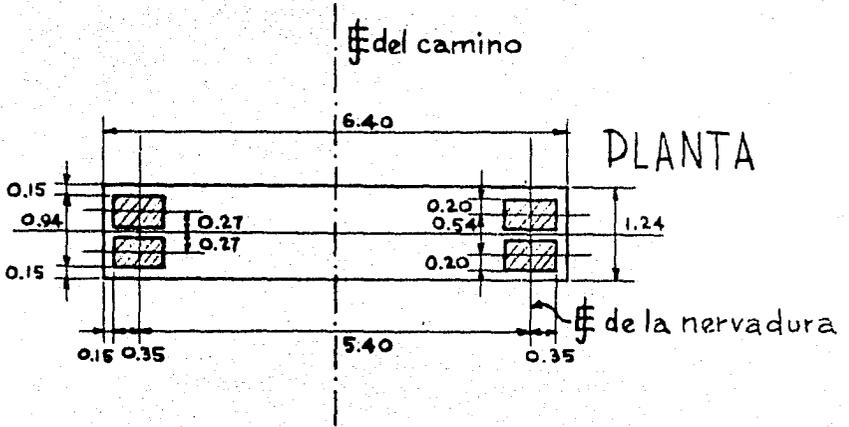
∴ CM = 156.71 T \approx 157.0 T (Superestructura)

(2).- Carga viva (CV)

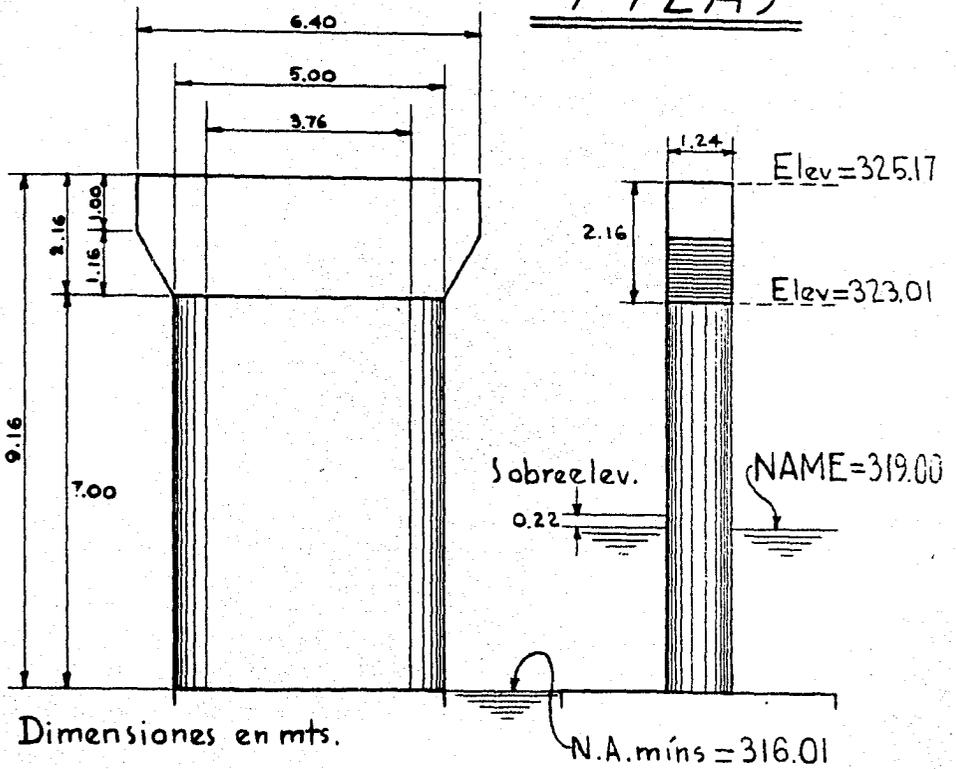
Se obtendrá para 2 condiciones de la "carga de línea" o carga equivalente, para la revisión de la sección de desplante de la pila.

a) Un tramo cargado en dos líneas de tránsito.-





PILAS



ELEVACIONES

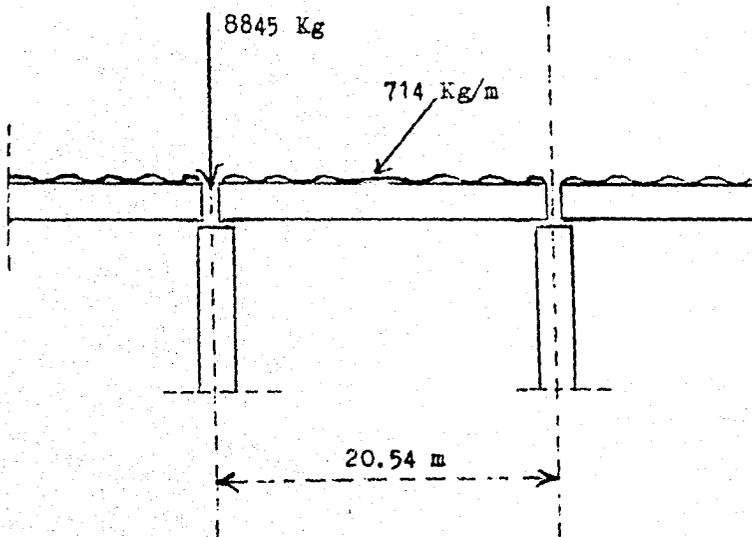
$$R = \frac{714 \times 20.00}{2} + 8845 = 15\,985 \text{ Kg} \approx 16.0 \text{ T} \dots \text{ (Para una banda de circulación)}$$

$$\therefore R_{\text{máx}} = 16.0 \times 2 = \underline{\underline{32.0 \text{ T} = (CV)_1}}$$

b) Dos tramos cargados en una línea de tránsito.-

$$R_{(CV+I+F_c)} = \boxed{(714 \times 20.00) + 8845} (1.26)(1.13)$$

$$I = 26 \% ; F_c = 1.13$$



$$\therefore R_{(CV+I+F_c)} = 32\,900 \text{ Kg} = \underline{\underline{32.9 \text{ T} = (CV)_2}}$$

(3).- Frenaje (FR)

Se considera aplicado en apoyos fijos, despreciando el par de transporte.

$$\underline{\underline{FR = 2.04 \text{ T} \dots \dots \text{ (Calculado anteriormente)}}$$

(4).- Fricción sin carga viva (F)

Es la fricción desarrollada en los apoyos móviles :

$$0.25 (2 \times F) = 0.50 \times 3370 = 1685 \text{ Kg} \doteq 1.69 \text{ T}$$

Cargas debidas al viento.-

Viento sobre la superestructura

Consideraré las cargas de viento que señalan las Especificaciones A.A.S.H.O.

(5).- Viento normal o transversal = 244 Kg/m^2 :

$$\text{VNS} = 244 \times 20.00 \times 2.85 = 13\ 900 \text{ Kg} = \underline{\underline{13.9 \text{ T}}}$$

Aplicado á $\frac{2.85}{2} + 0.10 = \underline{\underline{1.53 \text{ m}}}$ sobre la corona de la pila.

$$0.30 \text{ VNS} = \underline{\underline{4.17 \text{ T}}}$$

(6).- Viento tangencial o longitudinal = 59 Kg/m^2 :

$$\text{VTS} = 59 \times 20.00 \times 2.85 = 3360 \text{ Kg} = \underline{\underline{3.36 \text{ T}}}$$

Aplicado en apoyos fijos y despreciando el par de transporte.

$$0.30 \text{ VTS} = \underline{\underline{1.01 \text{ T}}}$$

Viento sobre la carga viva

Continuaré considerando las cargas de VCV indicadas en las Especificaciones, para los puentes usuales de losa sobre traveses que tengan longitud máxima de 38m.

(7).- Viento normal = 149 Kg/ml

$$\text{VNCV} = 149 \times 20.00 = 2980 \text{ Kg} = \underline{\underline{2.98 \text{ T}}}$$

Aplicado á 1.83 m sobre la rasante y á $1.83 + 1.73 =$
 $= \underline{3.56 \text{ m}}$ sobre la corona de la pila.

(8).- Viento tangencial = 60 Kg/ml :

$$\text{VTCV} = 60 \times 20.00 = 1200 \text{ Kg} = 1.2 \text{ T}$$

Aplicado también en apoyos fijos y despreciando ~~tan~~
 vamente el par de transporte.

Viento sobre la pila

Se considerará una carga de 100 Kg/m^2 sobre el área
 expuesta, en todos los casos.

(9) .- Viento normal a la pila (VNP).-

a) Viento normal sobre el cabezal (VNC) :

$$\text{VNC} = 1.24 \times 2.16 \times 100 = 268 \text{ Kg} \approx \underline{0.27 \text{ T}}$$

$$\text{Aplicado á } \frac{2.16}{2} = \underline{1.08 \text{ m}} \text{ bajo la corona.}$$

b) Viento normal sobre el cuerpo.-

Con N.A.M.E. :

$$(\text{VNC})_1 = 4.97 \times 100 = 497 \text{ Kg} \approx \underline{0.5 \text{ T}}$$

$$\text{Área expuesta} = (323.01 - 319.00)(1.24) = 4.97 \text{ m}^2$$

$$\text{Aplicado á } 2.16 + 2.00 = \underline{4.16 \text{ m}} \text{ bajo la corona.}$$

Con N.A. míns:

$$(\text{VNC})_2 = 1.24 \times 7.00 \times 100 = 868 \text{ Kg} \approx \underline{0.87 \text{ T}}$$

$$\text{Aplicado á } 2.16 + 3.50 = \underline{5.66 \text{ m}} \text{ bajo la corona.}$$

(10).- Viento tangencial a la pila (VTP).-

a) Viento tangencial sobre el cabezal (VTC) :

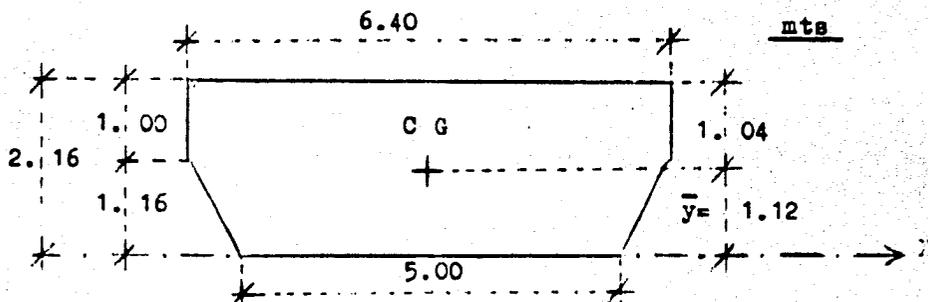
$$\begin{aligned} \text{Área expuesta} &= 6.40 \times 1.00 + \frac{6.40 + 5.00}{2} (1.16) = \\ &= 13.00 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{VTC} = 13.00 \times 100 = 1300 \text{ Kg} = \underline{1.3 \text{ T}}$$

Determinación del CG del cabezal.-

Con respecto al eje "X" :

$$\bar{y} \text{ (rectángulo)} = \bar{y}_R = 1.16 + 0.50 = 1.66 \text{ m}$$



$$\bar{y} \text{ (trapecio)} = \bar{y}_T = \frac{1.16(5.00 + 2 \times 6.40)}{3(6.40 + 5.00)} = 0.602 \text{ m} \approx 60 \text{ cm}$$

Según el teorema de Varignon :

$$13.00 \bar{y} = 6.40 \times 1.66 + 6.60 \times 0.60$$

$$13.00 \bar{y} = 14.56 \therefore \bar{y} = 1.12 \text{ m}$$

∴ "VTC" está aplicado á 1.04 m bajo la corona.

b) Viento tangencial sobre el cuerpo.-

Con N.A.M.E.:

$$(VTC)_1 = 4.01 \times 5.00 \times 100 \approx 2000 \text{ kg} = \underline{\underline{2.0 \text{ T}}}$$

Aplicado á 4.16m bajo la corona.

Con N.A.míns :

$$(VTC)_2 = 7.00 \times 5.00 \times 100 = 3500 \text{ kg} = \underline{\underline{3.5 \text{ T}}}$$

Aplicado á 5.66m bajo la corona.

(11).- Peso propio (P_p)

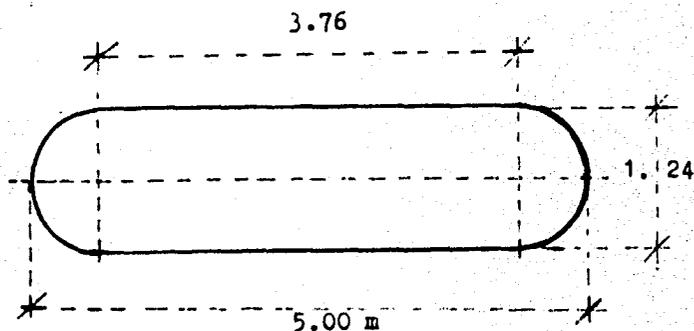
a) Peso del cabezal (PC)

$$PC = 13.00 \times 1.24 \times 2400 = 38 \text{ 600 kg} = \underline{\underline{38.6 \text{ T}}}$$

b) Peso del cuerpo sumergido en agua (PC)₁.-

$$\text{Area de la sección} = 3.76 \times 1.24 + \pi(0.62)^2 = 5.87 \text{ m}^2$$

Sección del cuerpo de la pila:



Para la determinación del peso del cuerpo de la pila sumergido en agua, recurriré al concepto de "subpresión", que es el peso del líquido desalojado por el cuerpo.

Nota.- En el presente capítulo, todas las figuras están acotadas en mts, a menos que se indique lo contrario.

$$P_v \text{ (concreto ciclópeo)} = \Delta^1 = 2300 \text{ Kg/m}^3$$

$$W_{\text{seco}} = 5.87 \times 7.00 \times 2300 = 94\,500 \text{ Kg} = 94.5 \text{ T}$$

$$W_{\text{líquido}} = 5.87 \times 3.00 \times 1000 = 17\,610 \text{ Kg} = 17.61 \text{ T}$$

$$\omega_{\text{agua}} = 1000 \text{ Kg/m}^3$$

$$\therefore (PC)_1 = 94.50 - 17.61 = \underline{\underline{76.9 \text{ T}}}$$

(12).- Empuje dinámico del agua (ED)

Evidentemente, esta sollicitación actuará normal al  del camino.

$$ED = K \frac{\omega A v^2}{2g}$$

En donde:

K = Coeficiente de reducción. Para tajamar circular, $K = 0.666$

$\rho = \rho_v$ del agua = 1000 Kg/m^3

A = Area expuesta

v = Velocidad bajo el puente = 5.28 m/seg.

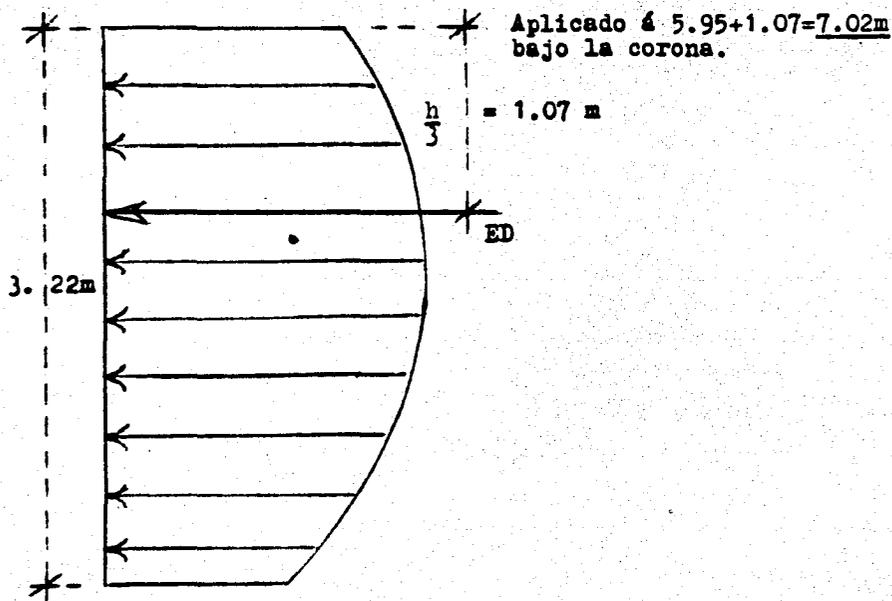
g = Aceleración de la gravedad = 9.81 m/seg^2

Cálculo de " A " .-

$$A = [(\text{Elev. NAME} - \text{Elev. desplante pila N}^\circ 2) + \text{sobreelev.}] (1.24)$$

$$A = [(319.00 - 316.01) + 0.22] (1.24) = 4.00 \text{ m}^2$$

$$\therefore ED = 0.666 \frac{1000 \times 4.00 \times 5.28^2}{2 \times 9.81} = 3770 \text{ Kg} = \underline{\underline{3.77 \text{ T}}}$$

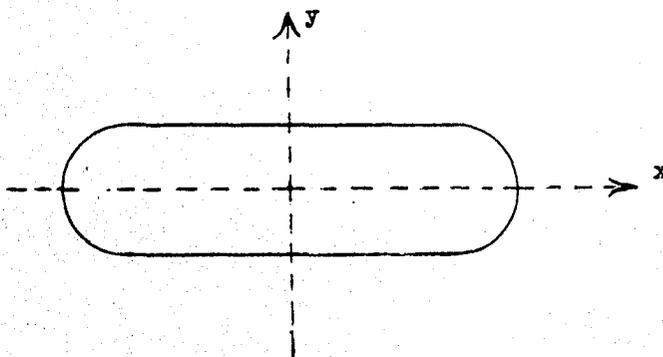


RESUMEN DE CARGAS Y MOMENTOS

CONCEPTO	DESIGNACION	INTENSIDAD (Tons)	BRAZOS (mts)		MOMS (T-m)	
			Br x	Br y	Br x	Br y
<u>Fuerzas Verticales</u>						
Peso de la superestructura	CM	157.0				
Carga viva (1 tramo cargado)	(CV) ₁	32.0	0.27		8.63	
Carga viva (2 tramos cargados)	(CV) ₂	32.9				
Peso del cabezal	PC	38.6				
Peso del cuerpo (en agua)	(PC) ₁	76.9				
<u>Fuerzas Horizontales</u>						
Paralelas al $\pm x$						
Viento normal a la superestructura	VNS	13.90		10.69		149.00
	30% VNS	4.17		10.69		44.60
Viento normal a la carga viva	VNCV	2.98		12.72		37.80
Viento normal al cabezal	VNC	0.27		8.08		2.18
Viento normal al cuerpo (en NAME)	(VNC) ₁	0.50		5.00		2.50
Viento normal al cuerpo (N.A.míns)	(VNC) ₂	0.87		3.50		3.05
Empuje dinámico del agua	ED	3.77		2.14		8.08

CONCEPTO	DESIGNACION	INTENSIDAD	BRAZOS		MOMENTOS	
			\bar{x}	\bar{y}	\bar{x}	\bar{y}
<u>Paralelas al \bar{x} y \bar{y}</u>						
Frenaje	FR	2.04	9.16		18.65	
Fricción por carga muerta	F	1.69	9.16		15.50	
Viento tangencial a la superestructura	VTS	3.36	9.16		30.80	
	30% VTS	1.01	9.16		9.24	
Viento tangencial a la CV	VTCV	1.20	9.16		11.00	
Viento tangencial al cabezal	VTC	1.30	8.12		10.60	
Viento tangencial al cuerpo (NAME)	(VTC) ₁	2.00	5.00		10.00	
Viento tangencial al cuerpo (N.A.míns)	(VTC) ₂	3.50	3.50		12.20	

Revisión de la sección de desplante (sobre el cilindro)

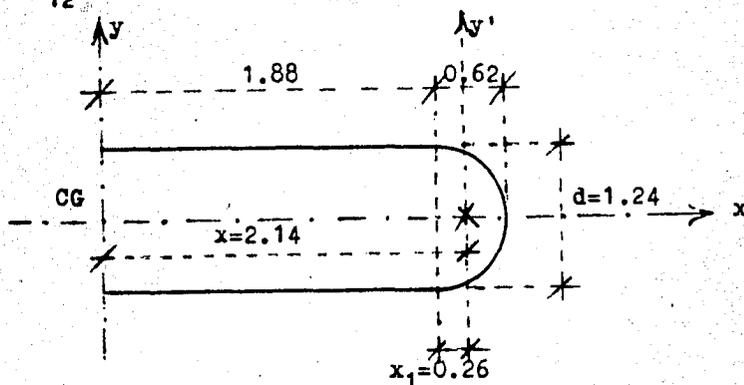


Propiedades geométricas de la sección

$$\text{Area} = 5.87 \text{ m}^2$$

$$I_x = \frac{1}{12} (3.76)(1.24)^3 + \frac{\pi}{64} (1.24)^4 = 0.713 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{1}{12} (1.24)(3.76)^3 + 5.492 = 10.952 \text{ m}^4$$



$$\bar{x}_1 = 0.212207 d = 0.212207 \times 1.24 = 0.263 \approx 0.26 \text{ m}$$

Aplicando el teorema de los Ejes Paralelos para los 2 semi-círculos extremos :

$$I_y = \bar{I}_{y'} + Ax^2$$

Para un semicírculo :

$$I_{y_1} = 0.006860 d^4 = 0.00686 (1.24)^4 = 0.0162 \text{ m}^4$$

$$A = \frac{\pi r^2}{2} = \frac{\pi}{2} (0.62)^2 = 0.60$$

$$x^2 = (2.14)^2 = 4.55$$

$$\therefore I_y = 0.0162 + 0.60 \times 4.55 = 2.746 \text{ m}^4$$

$$\text{Para los dos semicírculos : } I_y = 2 \times 2.746 = 5.492 \text{ m}^4$$

$$S_x = \frac{I_x}{y} = \frac{0.713}{0.62} = \underline{1.15 \text{ m}^3}$$

$$\therefore S_y = \frac{I_y}{x} = \frac{10.952}{2.50} = \underline{4.38 \text{ m}^3}$$

Esfuerzos permisibles en el cuerpo de la pila

Para concreto ciclópeo de $f'_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$:

Compresión = 40 % (100) = 40 Kg/cm^2 (+)

Tensión = 3 % (100) = 3 Kg/cm^2 (-)

COMBINACIONES DE CARGAS.-

(Según Departamento de Estructuras de la S.O.P.)

Grupo I.- CM + PC + (PC)₁ + (CV)₁ + ED ----- f = 100 %

F_v	F_H	M_x	M_y
CM = 157.0 PC = 38.6 (PC) ₁ = 76.9 (CV) ₁ = 32.0	ED = 3.77	8.63	8.08
$\Sigma F_v = 304.5$	$\Sigma F_H = 3.77$	$\Sigma M_x = 8.63$	$\Sigma M_y = 8.08$

Procede aplicar la Fórmula de la Escuadría, en virtud de que la sección puede considerarse homogénea :

$$f = \frac{\sum F_v}{A} \pm \frac{\sum M_x}{S_x} \pm \frac{\sum M_y}{S_y}$$

Substituyendo valores :

$$f = \frac{304.5}{5.87} \pm \frac{8.63}{1.15} \pm \frac{8.08}{4.38} = 52.00 \pm 7.52 \pm 1.84$$

$$\therefore f_{\max} = 61.36 \text{ T/m}^2 \doteq \underline{\underline{6.14 \text{ Kg/cm}^2}} < 40 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{\min} = 52.00 - (9.36) = 42.64 \text{ T/m}^2 \doteq \underline{\underline{4.26 \text{ Kg/cm}^2}} < 40 \text{ Kg/cm}^2$$

Siendo ambos esfuerzos de compresión y admisibles.

Grupo II.- CM + PC + (PC)₁ + ED + VS + VP -----f = 125 %

F_v	F_H	M_x	M_y
CM = 157.0 PC = 38.6 (PC) ₁ = 76.9			
	ED = 3.77		8.08
	VNS = 13.90		149.00
	VTS = 3.36	30.80	
	VNC = 0.27		2.18
	VTC = 1.30	10.60	
	(VNC) ₁ = 0.50		2.50
	(VTC) ₁ = 2.00	10.00	
$\sum F_v = 272.5$	$\sum M_x = 51.40$	$\sum M_y = 161.76$	

Esfuerzos permisibles para esta combinación de cargas:

$$f_c = 40 \times 1.25 = + 50.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_t = 3 \times 1.25 = - 3.75 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f = \frac{272.50}{5.87} \pm \frac{51.40}{1.15} \pm \frac{161.76}{4.38} = 46.50 \pm 44.70 \pm 37.00$$

$$f_1 = 46.50 + 44.70 + 37.00 = 128.20 \text{ T/m}^2 = \underline{\underline{12.82 \text{ Kg/cm}^2}} \leq 50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_2 = 46.50 - (44.70 + 37.00) = -35.20 \text{ T/m}^2 = \underline{\underline{-3.52 \text{ Kg/cm}^2}} \leq 3.75 \text{ Kg/cm}^2$$

Ambos esfuerzos son admisibles.

Grupo III.-

$$\underline{\underline{CM + PC + (PC)_1 + (CV)_1 + ED + 30\% VS + VV + VP \text{ ----- } f = 125 \%$$

F_v	F_H	M_x	M_y
272.50			
$(CV)_1 = 32.00$		8.63	
	ED = 3.77		8.08
	30% VNS = 4.17		44.60
	30% VTS = 1.01	9.24	
	VNCV = 2.98		37.80
	VTCV = 1.20	11.00	
	VNC = 0.27		2.18
	VTC = 1.30	10.60	
	$(VNC)_1 = 0.50$		2.50
	$(VTC)_1 = 2.00$	10.00	
$\Sigma F_v = 304.50$	$\Sigma M_x = 49.47$	$\Sigma M_y = 95.16$	

$$f = \frac{304.50}{5.87} \pm \frac{49.47}{1.15} \pm \frac{95.16}{4.38} = 52.0 \pm 43.0 \pm 21.8$$

$$f_1 = 52.0 + 43.0 + 21.8 = 116.8 \text{ T/m}^2 = \underline{\underline{11.68 \text{ Kg/cm}^2}} < \underline{\underline{50 \text{ Kg/cm}^2}}$$

$$f_2 = 52.0 - (43.0 + 21.8) = -12.8 \text{ T/m}^2 = \underline{\underline{-1.28 \text{ Kg/cm}^2}} < \underline{\underline{3.75 \text{ Kg/cm}^2}}$$

∴ Ambos esfuerzos son aceptables

Grupo IV.-

$$\underline{\underline{\text{CM} + \text{PC} + (\text{PC})_1 + (\text{CV})_1 + \text{ED} + \text{P} \text{ ----- } f = 125 \%}}$$

F_v	F_H	M_x	M_y
272.5 $(\text{CV})_1 = 32.0$	ED = 3.77 P = 1.69	8.63 15.50	8.08
$\Sigma F_v = 304.5$	$\Sigma M_x = 24.13$	$\Sigma M_y = 8.08$	

$$\therefore f = \frac{304.50}{5.87} \pm \frac{24.13}{1.15} \pm \frac{8.08}{4.38} = 52.00 \pm 21.00 \pm 1.84$$

$$f_1 = 52.00 + 21.00 + 1.84 = 74.84 \text{ T/m}^2 \pm \underline{\underline{7.48 \text{ Kg/cm}^2}} < \underline{\underline{50 \text{ Kg/cm}^2}}$$

$$f_2 = 52.00 - (22.84) = 29.16 \text{ T/m}^2 \pm \underline{\underline{3.00 \text{ Kg/cm}^2}} < \underline{\underline{50 \text{ Kg/cm}^2}}$$

Grupo V.-

$$\underline{\underline{\text{CM} + \text{PC} + (\text{PC})_1 + (\text{CV})_1 + \text{ED} + \text{P} + \text{FR} + 30\% \text{ VS} + \text{VV} + \text{VP} \text{ ---- } f = 140 \%}}$$

Determinación de las cargas.-

F_v	F_H	M_x	M_y
304.50	3.77	8.63	8.08
	$F = 1.69$	15.50	
	$FR = 2.04$	18.65	
	30% VNS = 4.17		44.60
	30% VTS = 1.01	9.24	
	VNCV = 2.98		37.80
	VTCV = 1.20	11.00	
	VNC = 0.27		2.18
	$(VNC)_1 = 0.50$		2.50
	VTC = 1.30	10.60	
	$(VTC)_1 = 2.00$	10.00	
$\Sigma F_v = 304.50$	$\Sigma M_x = 83.62$	$\Sigma M_y = 95.08$	

Esfuerzos permisibles.-

$$f_c = 40 \times 1.40 = 56.0 \text{ Kg/cm}^2 \text{ ----- (+)}$$

$$f_t = 3 \times 1.40 = 4.2 \text{ Kg/cm}^2 \text{ ----- (-)}$$

Revisión de los esfuerzos.-

$$f = \frac{304.50}{5.87} \pm \frac{83.62}{1.15} \pm \frac{95.08}{4.38} = 52.0 \pm 72.7 \pm 21.6$$

$$f_1 = 52.0 + 72.7 + 21.6 = +146.3 \text{ T/m}^2 = \underline{\underline{14.63 \text{ Kg/cm}^2}} < 56 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_2 = 52.0 - (72.7 + 21.6) = -42.3 \text{ T/m}^2 \pm \underline{\underline{4.2 \text{ Kg/cm}^2}} = 4.2 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo tanto, ambos esfuerzos son admisibles

Conclusión .- Se acepta la sección propuesta para las pilas, en vista de que todos los esfuerzos obtenidos se hallan dentro de los límites permisibles.

Refuerzo en el desplante de la pila

Este refuerzo tendrá por objeto anclar la pila al cilindro, así como absorber las tensiones producidas por las combinaciones de cargas II, III y V.

Consideraré el grupo V, por ser el más desfavorable.

En este grupo se tienen los siguientes elementos mecánicos:

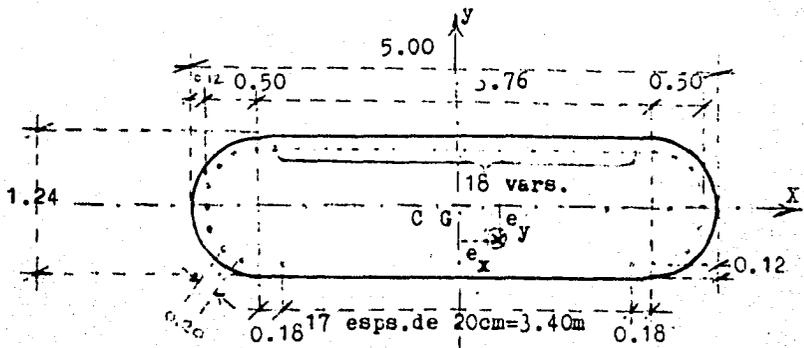
$$N = 304.50 \text{ T}$$

$$M_x = 83.62 \text{ T - m}$$

$$M_y = 91.08 \text{ T - m}$$

Obsérvese que la pila, en realidad estará trabajando como una columna sujeta a flexión bi-axial.

Tomando ésto en cuenta, procederé al análisis del mencionado elemento.



Según la relación de esbeltez, la pila es una columna corta.

Cálculo de la posición de la carga normal.-

$$e_x = \frac{M_y}{N} = \frac{91.08}{304.50} \pm 0.30 \text{ m} = 30 \text{ cm}$$

$$e_y = \frac{M_x}{N} = \frac{83.62}{304.50} \pm 0.27 \text{ m} = 27 \text{ cm}$$

Transformando la sección transversal real del cuerpo de la pila en una sección rectangular equivalente, de:

$$A_g = (3.76 + 0.50 + 0.50)(1.24) = \underline{5.90 \text{ m}^2} \approx 5.87 \text{ m}^2$$

∴ Nuestra fuerza normal N cae fuera del N.C. y de los ejes de simetría.

Diseño del armado

$$A_g = 54 \text{ vars. } 5/8" \phi = 54 \times 1.98 = \underline{107 \text{ cm}^2}$$

$$(a_g)_{5/8"} = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$\frac{e_x}{t_x} = \frac{0.30}{4.76} = \underline{0.063} ; \frac{e_y}{t_y} = \frac{0.27}{1.24} = \underline{0.218}$$

Valores ambos menores de " 0.5 " ; por lo tanto, la columna, o sea nuestra pila, podrá proyectarse sobre la base de secciones sin agrietar, según Especificaciones A.A.S.H.O.

Determinación del esfuerzo máximo combinado (sección de concreto reforzado) a compresión .-

Siendo éste el caso de una columna corta con carga excéntrica fuera de los ejes de simetría y del Núcleo Central, es aplicable la fórmula de revisión para una columna equivalente con

carga axial :

$$f_c = \frac{P}{Ag [1 + p(n - 1)]}$$

En donde, la carga equivalente de una columna axial, es:

$$P = N \left(1 + C \frac{De}{t} \right) = N \left(1 + C \frac{De_x}{t_x} + C \frac{De_y}{t_y} \right)$$

Valuación de las constantes de la fórmula :

$$N = 304.50 T = 304\ 500 \text{ Kg}$$

$$p = \frac{A_s}{A_g} = \frac{0.0107}{5.90} = \underline{0.00182}$$

$$f_a = \frac{0.18f'_c + 0.8f_s p}{1 + f_s p} = \frac{0.18 \times 100 + 0.8 \times 1300 \times 0.00182}{1 + 1300 \times 0.00182}$$

$$\therefore f_a = 5.92 \text{ Kg/cm}^2 ; f_s = 1300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$C = \frac{f_a}{0.40f'_c} = \frac{5.92}{0.40 \times 100} = 0.148$$

D = 5 ----- Para columnas rectangulares o cuadradas.

$$\frac{e_x}{t_x} = 0.063 ; \frac{e_y}{t_y} = 0.218$$

$$\therefore P = 304\ 500 (1 + 0.148 \times 5 \times 0.063 + 0.148 \times 5 \times 0.218)$$

$$P = \underline{369\ 000 \text{ Kg}} ; n = 15 \text{ ----- (Concreto ciclópeo)}$$

$$\therefore f_c = \frac{369\ 000}{59\ 000 [1 + 0.00182(15 - 1)]} = \underline{\underline{6.1 \text{ kg/cm}^2}} < \underline{\underline{40 \text{ kg/cm}^2}}$$

Por lo tanto, en cuanto a condición de esfuerzo, la sección y su armado están correctos.

Refuerzo por temperatura.-

$$(A_s)_t = 0.0015 bh = 0.0015 \times 100 \times 124 = 18.6 \text{ cm}^2 / \text{m} \text{ ----}$$

----- (en las 2 caras o paramentos)

Poniendo varillas $5/8" \phi$:

$$\text{Separación C. á C} = \frac{A_s \times 100}{A_s} = \frac{1.98 \times 100}{9.3} = 21.3 \text{ cm/cara}$$

∴ Se colocarán varillas de $5/8" \phi$ @ 20 cm en todo el perímetro de la pila, así como estribos de $\phi 1/2" @ 40$ cm.

Anclaje en el tapón superior del cilindro (concreto de $f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$) :

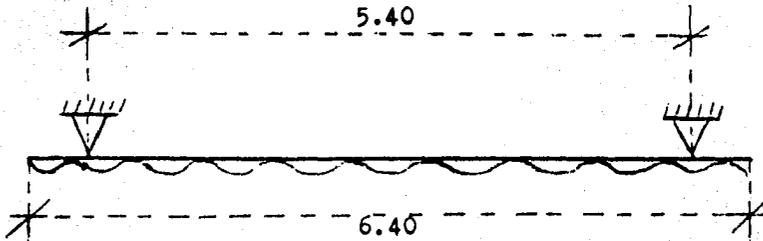
$$l_a = \frac{\phi f_s}{4 \mu} = \frac{1.98 \times 1300}{4 \times 20} = 32.2 \text{ cm} \approx \underline{32.0 \text{ cm}}$$

$$\mu_{\text{adherencia}} = 20 \text{ Kg/cm}^2$$

Conclusión.- Se acepta el armado propuesto para esfuerzo y temperatura.

Cálculo del cabezal

Se considerará como una viga libremente apoyada con doble voladizo y sujeta a cargas verticales.



1.- Revisión de la subcorona

Primeramente revisaré la sección entre el cuerpo de la pila y el cabezal. En caso de no aparecer tensiones, se puede considerar el cabezal como libremente apoyado; en caso contrario, ambas partes de la pila deberán trabajar solídarmente y la suposición anterior no es válida.

Cargas (obtenidas previamente) :

$$CM = 157.0 \text{ T}$$

$$CV = 32.9 \quad ; \quad M = M_y = 32.9 \times 2.70 = 88.8 \text{ T-m}$$

$$PC = 38.6$$

$$\underline{\Sigma F_v} = 228.5 \text{ T}$$

De las propiedades geométricas de la sección y aplicando nuevamente la Fórmula de la Escuadría :

$$f = \frac{228.5}{5.87} \pm \frac{88.8}{4.38} = 39.0 \pm 20.3$$

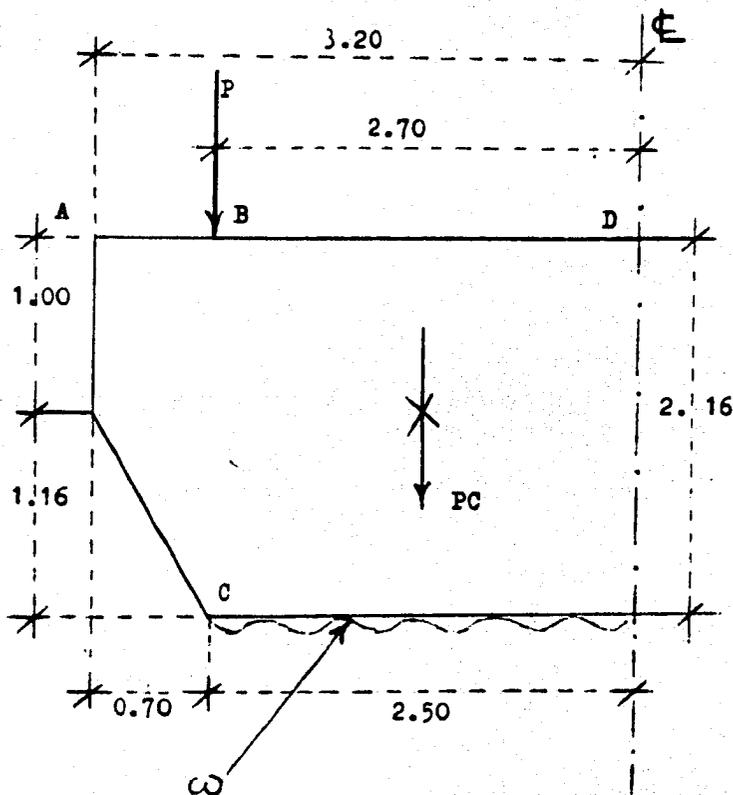
$$f_1 = 39.0 + 20.3 = 59.3 \text{ T/m}^2 = \underline{+ 5.93 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$f_2 = 39.0 - 20.3 = 18.7 \text{ T/m}^2 = \underline{+ 1.87 \text{ Kg/cm}^2}$$

Por consiguiente, no hay tensiones y la consideración es correcta.

2.- Valuación de las cargas (que obran sobre el cabezal)





$$P = \frac{CM}{2} + CV = \frac{157.0}{2} + 32.9 = 111.4 \text{ T}$$

$$PC = \frac{38.6}{2} = 19.3 \text{ T}$$

$$\therefore \omega = \frac{111.4 + 19.3}{2.50} = 52.3 \text{ T/m}$$

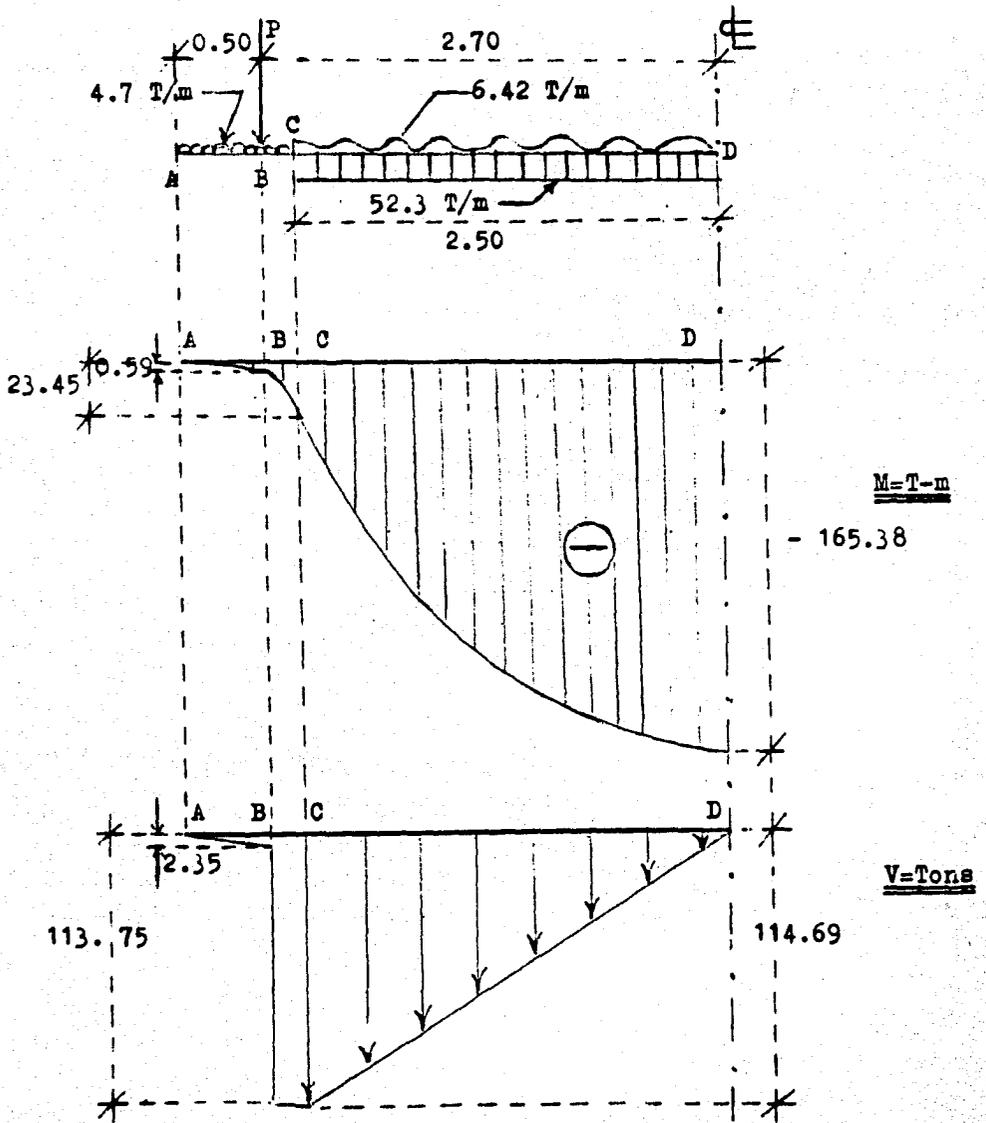
Verificación del equilibrio del cabezal.-

$$\sum F_y = -111.4 - 19.3 + 52.3 \times 2.50 = 0$$

\therefore La pieza se encuentra en equilibrio.

3.- Diagramas

Considerando el cabezal como muestra la primera figura siguiente, previamente verificado su equilibrio, sus diagramas de momentos flexionantes y fuerza cortante son los mostrados a continuación:



4.- Diseño

(Del cabezal, por flexión)

$$M_{\text{máx}} = 165.38 \text{ T} - \text{m} = 16\,538\,000 \text{ Kg} - \text{cm}$$

Si la sección es balanceada :

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}} = \sqrt{\frac{16\,538\,000}{14.7 \times 124}} \approx \underline{96 \text{ cm}} / 216 - 10 = 206 \text{ cm}$$

$$K = 14.7 \text{ Kg/cm}^2 \text{ ----- } (f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2)$$

recubrimiento = 10 cm

∴ La sección es peraltada.

Cálculo del área de acero.-

$$d = 206 \text{ cm} ; n = 12$$

Para piezas peraltadas :

$$k^3 - 3k^2 - \frac{6M_e n}{f_s b d^2} k + \frac{6M_e n}{f_s b d^2} = 0$$

$$\frac{6 M_e n}{f_s b d^2} = \frac{6 \times 16\,538\,000 \times 12}{1300 \times 124 \times 206^2} = 0.175$$

$$\therefore k^3 - 3k^2 - 0.175k + 0.175 = 0$$

Resolviendo la ecuación cúbica por tanteos :

$$\underline{k = 0.219}$$

$$\therefore j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.219}{3} = 0.927$$

$$A_s = \frac{M_e}{f_s j d} = \frac{16\,538\,000}{1300 \times 0.927 \times 206} = 66.5 \text{ cm}^2$$

Empleando varillas ϕ 1" ----- $a_s = 5.04 \text{ cm}^2$

$$N = \frac{66.5}{5.04} = 13 + \dots = \underline{14 \text{ vars. } \phi 1"}$$

$$\therefore A_s = 14 \times 5.04 = \underline{70.6 \text{ cm}^2}$$

5.- Revisión de esfuerzos

a) Por esfuerzo cortante.-

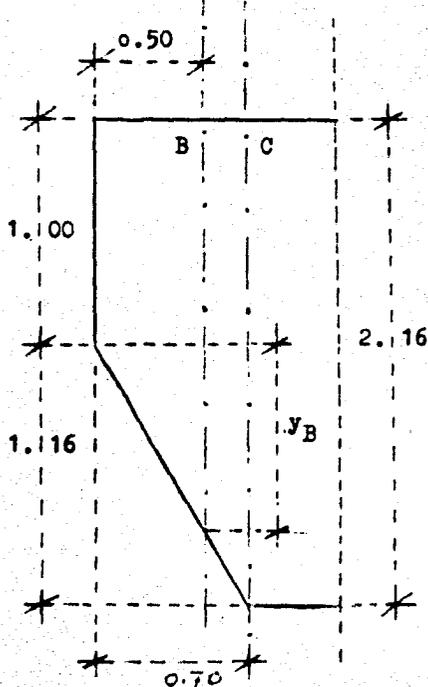
La máxima fuerza cortante se presenta en las secciones B y C.

Sección (B) :

$$v_B = \frac{V}{b_j d} = \frac{113\ 750}{124 \times 0.858 \times 173} = \underline{\underline{6.2 \text{ Kg/cm}^2}} / \underline{\underline{18 \text{ Kg/cm}^2}}$$

$$\dot{j} = 0.858 \text{ ----- } (f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$(v_p)_{f' = 200} = 18 \text{ Kg/cm}^2$$



Secciones B y C del cabezal.

Por \triangle semejantes :

$$\frac{0.50}{y_B} = \frac{0.70}{1.16} \therefore y_B = \frac{1.16 \times 0.50}{0.70} = 0.83 \text{ m}$$

$$\therefore d_B = 1.00 + 0.83 - 0.10 = 1.73 \text{ m} = 173 \text{ cm}$$

Sección (C) :

$$v_c = \frac{114\ 690}{124 \times 0.858 \times 206} = \underline{\underline{5.22 \text{ Kg/cm}^2}} < 18 \text{ Kg/cm}^2$$

Lo cual nos indica que no sólo estamos dentro de especificación, sino aun sobrados.

b) Por adherencia.-

$$N = \frac{V}{\sum o \left(\frac{d}{4}\right)}$$

La sección crítica por adherencia es la (B).

Corriendo hacia el extremo del cabezal las 14 vars. ϕ 1" :

$$N = \frac{113\ 750}{112 \times 0.858 \times 173} = \underline{\underline{6.88 \text{ Kg/cm}^2}} < 20 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sum o = 14 \times 8 = 112 \text{ cm}$$

$$1" \phi = \frac{8"}{8} \pm 8 \text{ cm de perímetro.}$$

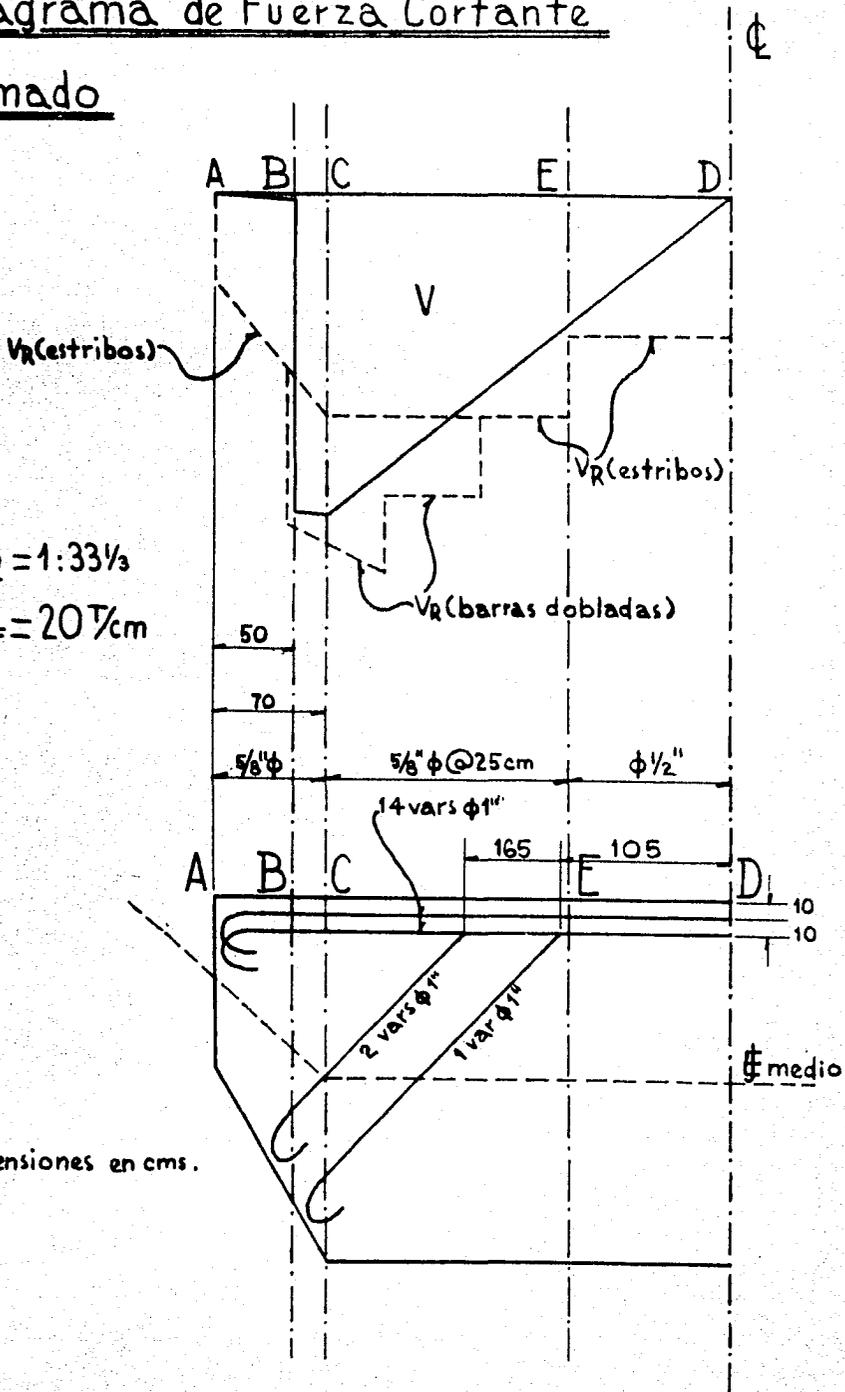
$$(v_p)_{\text{adherencia}} = 20 \text{ Kg/cm}^2$$

Es decir, estamos correctos también en cuanto a la adherencia.

Diagrama de Fuerza Cortante

Armado

$E_g = 1:33\frac{1}{3}$
 $E_F = 20T/cm$



6.- Diseño del armado

Momento resistente producido por 14 vars. ϕ 1" :

$$M_R = A_s f_s j d = 14 \times 5.04 \times 1300 \times 0.927 \times 206 = 17\,500\,000 \text{---}$$

$$\text{---Kg - cm} = \underline{175 \text{ T-m} > 165.38 \text{ T-m} = M_E}$$

Obsérvese que el momento resistente es mayor que el momento externo. Este será el armado por flexión.

Para tomar la fuerza cortante, se proveerán estribos y barras dobladas a 45° , con objeto de cubrir totalmente el diagrama de fuerza cortante.

.'. Fuerza cortante absorbida por estribos :

$$V' = \frac{A_v f_v j d}{S}$$

Para estribos de $1/2"$ ϕ (a) 25 cm de 4 ramas (entre las secciones E y \underline{F}):

$$V' = \frac{4 \times 1.27 \times 1300 \times 0.927 \times 206}{25} = 50\,200 \text{ Kg} = \underline{50.2 \text{ T}}$$

Estribos de $5/8"$ ϕ (a) 25 cm de 4 ramas (entre las secciones C y E) :

$$V' = \frac{4 \times 1.98 \times 1300 \times 0.927 \times 206}{25} = 78\,800 \text{ Kg} = \underline{78.8 \text{ T}}$$

Estribos de $5/8"$ ϕ (a) 25 cm de 4 ramas (para la sección "A"):

$$V' = \frac{4 \times 1.98 \times 1300 \times 0.858 \times 90}{25} = 31\,800 \text{ Kg} = \underline{31.8 \text{ T}}$$

$$d_A = 1.00 - 0.10 = 0.90 \text{ m} = 90 \text{ cm}$$

Fuerza cortante resistente de barras dobladas á 45° :

$$V' = \frac{A_v f_v j d}{S} (1.4142)$$

Para 1 barra de ϕ 1" doblada á 45° :

$$V_1 = \frac{5.04 \times 1300 \times 0.927 \times 196}{60} (1.4142) = 28\ 000\ \text{Kg} = \underline{28.0\ \text{T}}$$

Separación = 60 cm ; ϕ vars. = 1"

Para 2 barras: $V_2 = 28.0 \times 2 = \underline{56.0\ \text{T}}$

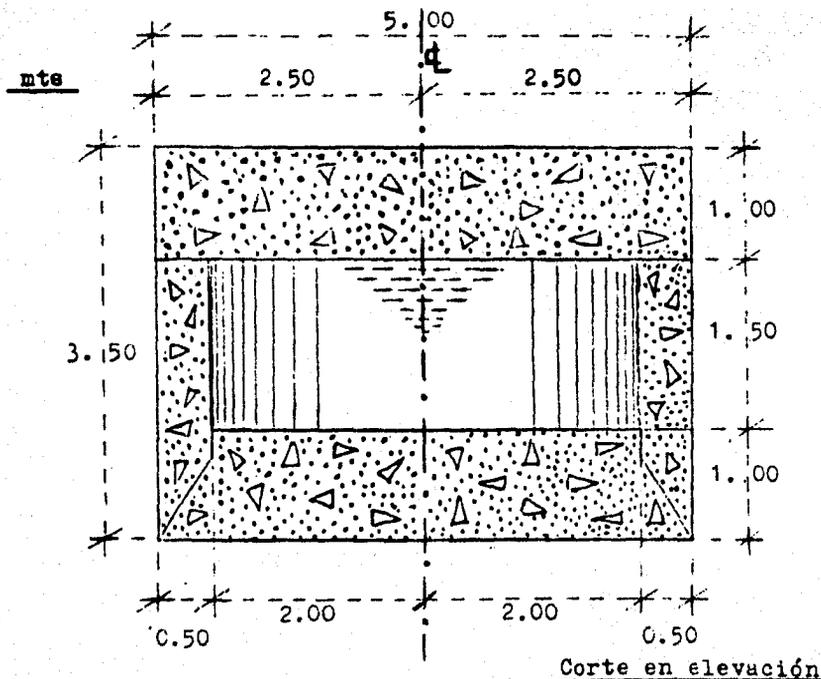
Con lo que doy por terminado el cálculo de las pilas.

CALCULO DE LOS CILINDROS

Descripción.-Serán cilindros de fricción huecos de concreto reforzado de $f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ y llenos de agua, con objeto ésto último, de contrarrestar la presión hidrostática exterior. Su diámetro externo será de 5.00 m, paredes de 0.50 m de espesor con una cuchilla de ataque, y tapones superior e inferior. Tendrán una altura total de 3.50m con objeto de penetrar cuando menos á 1.00m de profundidad dentro del manto de granito sano indicado en el "Perfil de suelos"; granito que puede soportar un esfuerzo de seguridad de --- 4 Kg/cm^2 .

Localización.- Se localizarán en las mismas estaciones que las pilas correspondientes.

Propongo las siguientes dimensiones para los cilindros :



Cálculo aproximado del tapón inferior cuando el cilindro esté lleno de agua.-

$$\text{Para nuestro caso: } f_c = \frac{W_A + P_p}{A} \text{ ----- (1)}$$

En donde :

$$f_c = \text{Esfuerzo permisible máximo} = 0.40 f'_c = 80 \text{ Kg/cm}^2 = 800 \text{ 000 Kg/m}^2$$

W_A = Peso del agua sobre el tapón

P_p = Peso propio del tapón

A = Area resistente del tapón inferior

$$P_p = V P_v = A e P_v ; e = \text{espesor del tapón inferior} = 1.00 \text{ m (supuesto)}$$

$$P_v = \Delta = 2400 \text{ Kg/m}^3 = 2.4 \text{ T/m}^3$$

$$A = \frac{\pi d^2}{4} = 0.785 \times 4.00^2 = 12.55 \text{ m}^2$$

$$V_A = 12.55 \times 1.50 = 18.85 \text{ m}^3 \text{ ----- (suponiendo al tapón inferior un espesor de 1.00 m)}$$

$$\therefore W_A = 18.85 \times 1000 = 18 \text{ 850 Kg} \text{ ----- (Peso del agua dentro del cilindro)}$$

$$\rho_{H_2O} = 1000 \text{ Kg/m}^3$$

Substituyendo valores en la ecuación (1) :

$$f_c = \frac{18 \text{ 850} + 30 \text{ 100}}{12.55} = 3910 \text{ Kg/m}^2 \pm 0.39 \text{ Kg/cm}^2 < 80 \text{ Kg/cm}^2 = f_c$$

$$P_p = 12.55 \times 1.00 \times 2400 = 30 \text{ 100 Kg}$$

Lo cual quiere decir que no sólo está correcto el espesor supuesto de 1.00m para el tapón inferior, sino que está sobrado.

$$\therefore \underline{e = 1.00 \text{ m}}$$

Cargas sobre el cilindro

(1).- Carga muerta (CM) = 157.0 T ----- (Valor obtenido anteriormente en el cálculo de las pilas)

(2).- Carga viva (CV)

a) Dos tramos cargados con carga equivalente y en 2 bandas de circulación (para máxima compresión):

$$(CV)_1 = [(714 \times 20.00) + 8845] 2 = 46\,400 \text{ Kg} = \underline{46.4 \text{ T}}$$

b) Dos tramos cargados con carga de línea y en una sola línea de tránsito (para volteamiento y tensión) :

$$(CV)_2 = \frac{46.4}{2} = \underline{23.2 \text{ T}}$$

Separación $\#$ a $\#$ de nervaduras = 5.40 m

$$\sum^+ M_1 = 23.2 \times 4.58 - 5.40 R_2 = 0$$

$$\therefore R_2 = \frac{106.0}{5.40} = \underline{19.6 \text{ T} = R_{\text{máx}}}$$

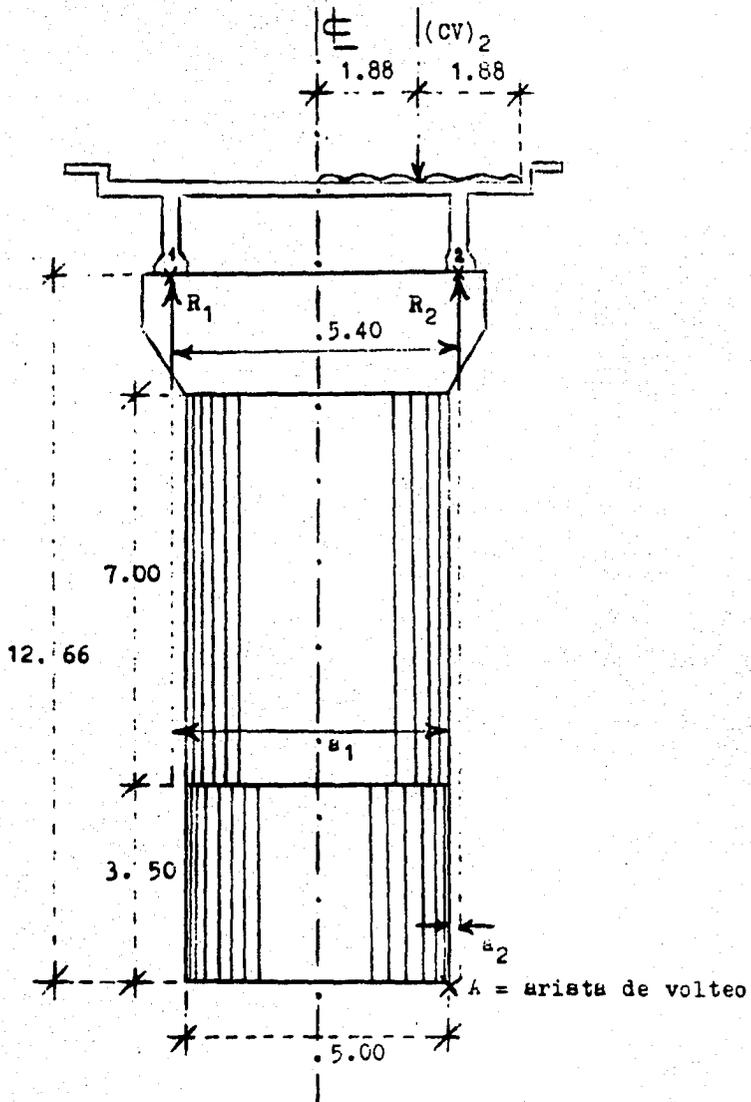
$$\sum^+ M_2 = 5.40 R_1 - 23.2 \times 0.82 = 0$$

$$\therefore R_1 = \frac{19.0}{5.40} = \underline{3.52 \text{ T} = R_{\text{mín}}}$$

$$\sum F_y = 3.52 - 23.20 + 19.60 \approx 0 \text{ ----- (Comprobación del equilibrio)}$$

Momento volteante provocado por $(CV)_2$ -----

$$\text{-----} = 19.6 \times 0.20 - 3.52 \times 5.20 = 14.38 \text{ T - m}$$



$$a_1 = 2.70 + 2.50 = 5.20 \text{ m}$$

$$a_2 = 2.70 - 2.50 = 0.20 \text{ m}$$

Considerando la acción de $(CV)_2$ sobre la pila y el cilindro, se observa que no existe momento volteante, sino estabilizante.

(3).- Peso propio (P_p)

a) Cabezal (PC) = 38.6 T

b) Cuerpo de la pila (PC)₁ = 76.9

c) Peso del cilindro (P') :

Tapón superior = $19.6 \times 2.4 = 47.00$ T

Cuerpo(paredes)= $10.6 \times 2.4 = 25.50$

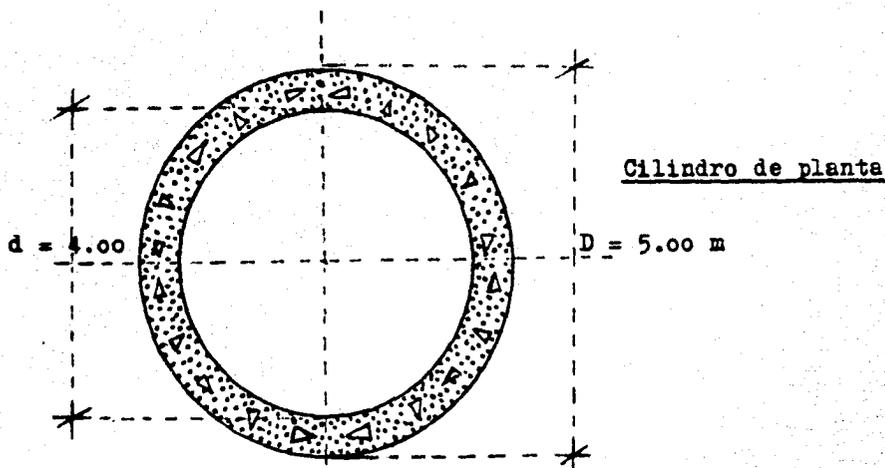
Tapón inferior = $19.6 \times 2.4 = 47.00$

Peso agua(W_A) = 18.85

Peso del cilindro lleno de agua= $= \Sigma 138.35$ T

$V(\text{tapón superior}) = 0.785 \times 25.00 \times 1.00 = 19.6 \text{ m}^3$

$V(\text{paredes}) = 7.07 \times 1.50 = 10.6 \text{ m}^3$



$$\text{Area} = 0.7854(D^2 - d^2) = 0.7854(25.0 - 16.0) = 7.07 \text{ m}^2$$

Considerando subpresión, es decir, peso del cilindro en flotación: $138.35 - 68.7 \times 1.00 = 69.65$ T

$$\text{Vol. del agua desalojada por el cilindro} = 0.785 \times 25 \times 3.50 = 68.7 \text{ m}^3$$

$$\omega_{\text{agua}} = 1 \text{ T/m}^3$$

$$\therefore \text{Peso del cilindro} = P' = \underline{69.7 \text{ T}}$$

(4).- Peso del agua sobre el cilindro (PA)

$$V = (\text{Elev. NAME} + \text{Sobreelev.} - \text{Elev. desplante pila}).$$

$$\bullet (A_{\text{cil}} - A_{\text{pila}}) = (319.00 + 0.22 - 316.01)(19.60 - 5.87) = \\ = 44.0 \text{ m}^3$$

$$\therefore PA = 44.0 \times 1.0 = \underline{44.0 \text{ T}}$$

(5).- Empuje dinámico del agua (ED)

Según los "Estudios de campo", no tenemos socavación.

En vista de esto, y como el área expuesta propiamente del cilindro no es significativa, tomaré en cuenta el empuje dinámico ejercido sobre la pila.

$$\therefore ED = \underline{3.77 \text{ T}}$$

Aplicado á 7.02 m bajo la corona, es decir, á 5.64 m del nivel de desplante del cilindro.

$$\therefore M_{\text{desplante}} = 3.77 \times 5.64 = \underline{21.3 \text{ T} - \text{m}} \text{ -----}$$

----- (Con respecto a la sección de desplante)

(6).- Cargas de viento.-

Se considerarán las normales al puente por ser las que producen los efectos más desfavorables.

Viento sobre la superestructura (VNS)

Según Especificaciones A.A.S.H.O :

$$\text{Viento normal} = 244 \text{ Kg/m}^2$$

$$\underline{\text{VNS}} = 13.9 \text{ T} \text{ ----- (Calculado anteriormente)}$$

Aplicado á 1.53 m sobre la corona de la pila, o sea á 14.19m del desplante del cilindro.

$$\therefore M = 13.9 \times 14.19 = \underline{197.5 \text{ T-m}}$$

$$30\% \text{ VNS} = 0.30 \times 13.9 = \underline{4.17 \text{ T}}$$

$$M_{30\%} = 4.17 \times 14.19 = \underline{59.2 \text{ T-m}}$$

Viento sobre la carga viva (VNCV)

$$\text{Viento normal} = 149 \text{ Kg/ml}$$

$$\underline{\text{VNCV}} = 2.98 \text{ T}$$

Aplicado á 3.56m sobre la corona de la pila, o sea á 3.56 + 12.66 = 16.22m sobre el desplante del cilindro.

$$\therefore M = 2.98 \times 16.22 = \underline{48.30 \text{ T-m}}$$

Viento sobre la pila en N.A.M.E. (VNP)

$$\text{Viento} = 100 \text{ Kg/m}^2 \text{ ----- (Por Especificación)}$$

$$\text{VNP} = (325.17 - 319.00)(1.24)(100) = 764 \text{ Kg} \pm \underline{0.76 \text{ T}}$$

Aplicado á $\frac{6.17}{2} + 3.00 + 3.50 = \underline{9.58m} del desplante del cilindro.$

$$\therefore M = 0.76 \times 9.58 = \underline{7.28 \text{ T-m}}$$

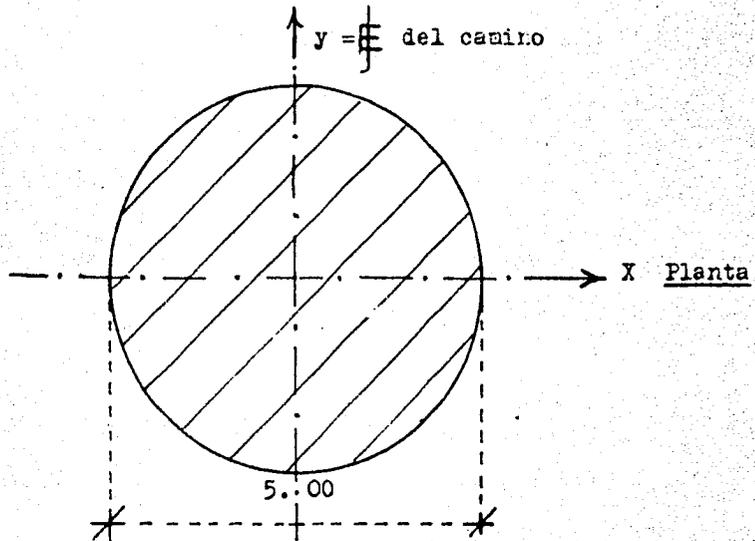
Revisión de la sección de desplante del cilindro

Propiedades geométricas de la sección

$$A = 0.785 \times 25 = \underline{19.6 \text{ m}^2}$$

$$I_x = I_y = \frac{\pi d^4}{64} = \frac{\pi}{64} (5.00)^4 = 30.6 \text{ m}^4$$

$$\therefore S_x = S_y = \frac{I_x}{y} = \frac{I_y}{x} = \frac{30.6}{2.50} = 12.25 \approx \underline{12.3 \text{ m}^3}$$



Esfuerzos permisibles en el terreno

Compresión = 4 Kg/cm² ----- (+)

Tensión = 0.0 ----- (-)

Coefficientes de seguridad :

Volteamiento = 2

Deslizamiento = 2

COMBINACIONES DE CARGAS.-

Grupo I.-

$$\underline{CM + CV + ED + P_p + PA} \text{ ----- } f = 100 \%$$

Todos los momentos serán tomados con respecto a la sección de desplante.

Considerando en 1^{er} término la 1^a condición de carga viva, es decir, $(CV)_1$:

CARGAS VERTICALES (TONS)	MOMENTOS (T-m)
$CM = 157.0$ $(CV)_1 = 46.4$ $PC = 38.6$ $(PC)_1 = 76.9$ $P' = 69.7$ $PA = 44.0$	
$\Sigma F_v = 432.6$	$\Sigma M_v = 1080.0$
Cargas horizontales	
$ED = 3.77$	21.3
$\Sigma F_H = 3.77$	$\Sigma M_H = 21.3$

El cuadro anterior es con respecto a una arista cualquiera de volteo (efecto transversal al puente).

$$\Sigma M_v = 432.6 \times 2.50 = 1080.0 \text{ T-m}$$

También en este caso se revisará por:

- 1.- Volteamiento
- 2.- Deslizamiento
- 3.- Esfuerzo

1.- Volteamiento

$$\frac{\Sigma N_V}{\Sigma M_H} = \frac{1080.0}{21.3} = \underline{\underline{51.7 > 2}}$$

2.- Deslizamiento

$$\mu \frac{F_V}{F_H} = \frac{0.7 \times 432.6}{3.77} = 80.2 > 2$$

Coefficiente de fricción en el desplante = 0.7

∴ El cilindro no se voltea ni desliza, quedando muy sobrado.

3.- Esfuerzo

Aplicando nuevamente la Fórmula de la Escuadría :

$$f = \frac{432.6}{19.6} \pm \frac{21.3}{12.3} = 22.0 \pm 1.73$$

$$\therefore f_1 = 22.0 + 1.73 = 23.73 \text{ T/m}^2 \pm \underline{\underline{2.37 \text{ Kg/cm}^2 < 4.0 \text{ Kg/cm}^2}}$$

$$f_2 = 22.0 - 1.73 = 20.27 \text{ T/m}^2 \pm \underline{\underline{2.03 \text{ Kg/cm}^2 < 4.0 \text{ Kg/cm}^2}}$$

Ambos esfuerzos de compresión y menores que el permisible.

Con (CV)₂ :

$$\Sigma F_V = 432.6 - 23.2 = 409.4 \text{ T}$$

$$\Sigma M = 21.3 + 23.2 \times 1.88 = 65.0 \text{ T-m -----}$$

----- (Con respecto al E_y)

Volteamiento

$$\frac{\Sigma M_V}{\Sigma M_H} = \frac{978.4}{21.3} \approx \underline{46.0} > 2$$

$$\Sigma M_V = (409.4 - 23.2) 2.50 + 23.2 \times 0.62 = 978.4 \text{ T-m}$$

Deslizamiento

$$\mu \frac{\Sigma P_V}{\Sigma P_H} = 0.7 \frac{409.4}{3.77} = \underline{76.0} > 2$$

Esfuerzo

$$f = \frac{409.4}{19.6} + \frac{65.0}{12.3} = 20.9 \pm 5.29$$

$$f_1 = 20.9 + 5.29 = 26.19 \text{ T/m}^2 \approx \underline{\underline{2.62 \text{ Kg/cm}^2}} < 4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_2 = 20.9 - 5.29 = 15.61 \text{ T/m}^2 \approx \underline{\underline{1.60 \text{ Kg/cm}^2}} < 4 \text{ Kg/cm}^2$$

∴ La sección de desplante es resistente, en cuanto a la 1ª combinación de cargas se refiere.

Grupo II.-

$$\underline{CM + ED + P_p + PA + VS + VP} \text{ ----- } f = 125 \%$$

$$\Sigma P_V = 432.6 + 46.4 = 386.2 \text{ T} ; M_x = M_y = 0$$

CARGAS HORIZONTALES

MOMENTOS

(véase en la hoja siguiente)

CARGAS HORIZONTALES	MOMENTOS
ED = 3.77	21.30
VNS = 13.90	197.50
VNP = 0.76	7.28
$\Sigma F_H = 18.43$	$\Sigma M_H = 226.08$

1.- Volteamiento

$$\Sigma M_v = 386.2 \times 2.50 = 964.0 \text{ T-m}$$

$$\therefore \frac{\Sigma M_v}{\Sigma M_H} = \frac{964.0}{226.08} = \underline{\underline{4.25 > 1.6}}$$

Para este grupo de cargas :

$$P.S. = \frac{2.00}{1.25} = \underline{1.6} = C_v = C_D$$

$$f_{\text{suelo}} = 4 \times 1.25 = 5.00 \text{ Kg/cm}^2$$

2.- Deslizamiento

$$\mu \frac{\Sigma F_v}{\Sigma F_H} = 0.7 \frac{386.2}{18.43} = \underline{\underline{14.7 > 1.6}}$$

3.- Esfuerzo

$$f = \frac{386.2}{19.6} \pm \frac{226.08}{12.3} = 19.7 \pm 18.4$$

$$f_1 = 19.7 + 18.4 = 38.1 \text{ T/m}^2 = \underline{\underline{3.81 \text{ Kg/cm}^2 < 5.00 \text{ Kg/cm}^2}}$$

$$f_2 = 19.7 - 18.4 = 1.3 \text{ T/m}^2 = \underline{\underline{0.13 \text{ Kg/cm}^2}} < 5.00 \text{ Kg/cm}^2$$

Siendo ambos esfuerzos de compresión y menores que el permisible.

Grupo III.-

$$\underline{\underline{CM + CV + ED + P_p + PA + 30\% \text{ VNS} + VP + VNCV}} \text{ ----- } f = 125 \%$$

Con $(CV)_1$:

$$\Sigma F_v = 432.6 \text{ T}$$

FZAS. HORIZONTALES	M (F_H)
ED = 3.77	21.30
0.30 VNS = 4.17	59.20
VNCV = 2.98	48.30
VNP = 0.76	7.28
$\Sigma F_H = 11.68$	$\Sigma M_H = 136.08$

1.- Volteamiento

$$\frac{1080.0}{136.08} \approx \underline{\underline{8.0}} > 1.6$$

2.- Deslizamiento

$$0.7 \frac{432.6}{11.68} \approx \underline{\underline{26.0}} > 1.6$$

3.- Esfuerzo

$$f = \frac{432.6}{19.6} \pm \frac{136.08}{12.3} = 22.0 \pm 11.1$$

$$f_1 = 22.0 + 11.1 = 33.1 \text{ T/m}^2 = \underline{\underline{3.31 \text{ Kg/cm}^2}} < \underline{\underline{5.00 \text{ Kg/cm}^2}}$$

$$f_2 = 22.0 - 11.1 = 10.9 \text{ T/m}^2 = \underline{\underline{1.1 \text{ Kg/cm}^2}} < \underline{\underline{5.00 \text{ Kg/cm}^2}}$$

Con (CV)₂ :

$$\Sigma F_v = 432.6 - 23.2 = 409.4 \text{ T}$$

$$M_y = 136.08 + 43.7 = 179.78 \text{ T-m}$$

$$23.2 \times 1.88 = 43.7 \text{ T-m} \text{ ----- (Valor previamente calculado)}$$

Volteamiento

$$\Sigma M_v = 978.4 \text{ T-m}$$

$$\frac{978.4}{136.08} = \underline{\underline{7.2}} > \underline{\underline{1.6}}$$

Deslizamiento

$$0.7 \frac{409.4}{11.68} = \underline{\underline{24.5}} > \underline{\underline{1.6}}$$

Esfuerzo

$$f = \frac{409.4}{19.6} \pm \frac{179.78}{12.3} = 20.9 \pm 14.6$$

$$f_1 = 20.9 + 14.6 = 35.5 \text{ T/m}^2 = \underline{\underline{3.55 \text{ Kg/cm}^2}} < \underline{\underline{5.00 \text{ Kg/cm}^2}}$$

$$f_2 = 20.9 - 14.6 = 6.3 \text{ T/m}^2 = \underline{\underline{0.7 \text{ Kg/cm}^2}} < \underline{\underline{5.00 \text{ Kg/cm}^2}}$$

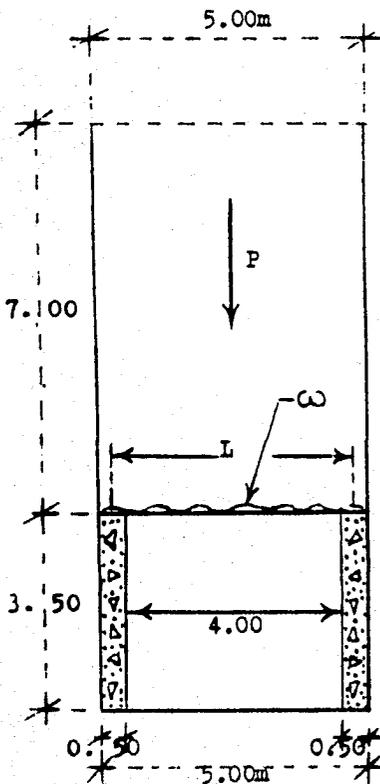
Obsérvese que en ningún caso aparecieron tensiones en la sección de desplante, lo cual nos coloca del lado de la seguridad. No revisaré los grupos de carga IV y V por prever que también están sobrados.

Conclusión.- Se aceptan los cilindros de fricción propuestos de 5.00 m de diámetro exterior, en virtud de que cumplen satisfactoriamente todos los requisitos de estabilidad.

Cálculo del tapón superior

Se trata de calcular la cantidad de acero de refuerzo que se colocará en el tapón superior, pero en el lecho inferior del mismo y en ambos sentidos.

Supondré que el cuerpo de la pila es una viga peraltada apoyada en las paredes del cilindro:



Carga total = P

$$C_M = 157.0 \text{ T}$$

$$(CV)_1 = 46.4$$

$$FC = 38.6$$

$$(PC)_1 = 94.5 \text{ ----- (Sin flotación o subpresión)}$$

$$P = 336.5 \text{ T}$$

$$\therefore \omega = \frac{336.5}{5.00} = 67.4 \text{ T/m} = \underline{674 \text{ Kg/cm}}$$

$$\text{Peralte de la viga (h)} = 7.00 \text{ m} = \underline{700 \text{ cm}}$$

$$\text{Claro de la viga (L)} = 4.00 + 0.50 = 4.50 \text{ m} = \underline{450 \text{ cm}}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{7.00}{4.50} = \underline{1.555} < 2$$

Según el Artículo "Capacidad de carga de vigas-muro de concreto reforzado" por el Dr. Ing. E. Schütt :

Para relaciones $\frac{h}{L} < 2$, el brazo del par elástico "jd",

tiene la expresión :

$$(jd) = Z = 0.9 L \sqrt{\frac{h}{L}}$$

El acero de refuerzo necesario, es :

$$F_e = \frac{M}{f_s Z} = \frac{(\omega)L^2}{8f_s Z} \text{ ----- (Para vigas libremente apoyadas)}$$

Substituyendo en esta ecuación el valor de "Z" :

$$F_e = \frac{\omega L^2}{8f_s (0.9 L \sqrt{\frac{h}{L}})} = 0.14 \frac{\omega L}{f_s \sqrt{\frac{h}{L}}}$$

En donde:

F_e = Acero de refuerzo necesario, en cms^2

ω = Carga uniformemente repartida, en Kg/cm

L = Claro de la viga, en cm

h = Peralte de la viga, en cm

f_s = Esfuerzo permisible en el acero, en Kg/cm^2

Substituyendo valores:

$$F_e = 0.14 \frac{674 \times 450}{1300 \sqrt{1.555}} = \underline{\underline{26.2 \text{ cm}^2}}$$

Si uso varillas de $7/8'' \phi$: $a_s = 3.84 \text{ cm}^2$

$$N = \frac{26.2}{3.84} = 6 + \dots = \underline{\underline{7 \text{ vars. } \phi 7/8''}}$$

Pero como en el proyecto tengo 15 vars. $7/8'' \phi$, el tapón superior está sobrado.

Capítulo IV

PROCEDIMIENTOS
DE
CONSTRUCCION
Y
PRESUPUESTO

PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION

Este capítulo es de suma importancia, en virtud de que en él se señalan los lineamientos y recomendaciones a seguir para la ejecución de la obra.

Estas recomendaciones deberán seguirse hasta donde sea posible, y a juicio del Residente se harán las modificaciones convenientes, teniendo cuidado en todas y cada una de las fases de la construcción, pues una equivocación o el empleo de un mal sistema o procedimiento de construcción no expedito o viable, puede traer como consecuencia la elevación en los costos y demoras en el trabajo, dando lugar a veces a colapsos que lógicamente se traducen en un aumento en el costo de la obra, o en el peor de los casos, en desgracias personales.

Estos procedimientos los dividiré en dos partes, que corresponden a :

- 1.- Subestructura
- 2.- Superestructura

1.- SUBESTRUCTURA

a) Estribos de mampostería

Las excavaciones para ellos deberán ser las mínimas posibles y aprovechar el material producto de dichas excavaciones. Estas excavaciones se harán a cielo abierto y se les dejará un talud que permita la estabilidad del material.

Si este material no puede sostenerse por sí solo, se recurrirá al uso de tablestacados. Además, a partir del punto hacia abajo del nivel freático se colocará un tablestacado hechizado de madera con objeto de contener la tierra y el agua.

Como en nuestro caso, aun en época de estiaje se tiene cierto nivel de aguas mínimas, se procederá, si no bastare con el tablestacado, a hacer ataguías de tierra, bombeando posteriormente el agua que quede dentro de dicha ataguía.

Si existen filtraciones se extraerá el agua mediante unos drenes contruídos en el fondo de la excavación, los cuales tendrán una cierta pendiente para llevar el agua a un cárcamo previamente contruído, y de ahí se bombeará el agua almacenada.

El desplante se hará hasta la profundidad indicada en los planos, limpiando el sitio de desplante y retirando el material alterado. Si este nivel de desplante llegase a presentar pequeñas grietas, éstas se rellenarán con mortero o lechada de cemento.

La excavación será en forma de cajón a partir de unos 50 á 60 cm. antes del nivel de desplante, con el objeto de que el estribo quede suficientemente empotrado.

Las excavaciones podrán hacerse a mano o a máquina.

El producto de esta excavación quedará colocado cerca del sitio de extracción, ya que posteriormente

-te será utilizado para relleno.

La piedra para la mampostería será producto de explotación de los bancos disponibles. Dependiendo del volumen de explotación se recurrirá al uso de pistolas neumáticas y explosivos, o simplemente se hará por barrenación a mano.

Una vez extraída la roca del banco, deberá transportarse al sitio donde se utilizará, por medio de camiones. Si fuere necesario, se usará una pala mecánica para la extracción en el banco.

La piedra que se emplea deberá ser homogénea, de grano relativamente fino, estar sana y no intemperizada. Se desecharán los cantos rodados o piedras boludas. Las piedras deberán ser de un mínimo de 30 Kg. de peso. Esta roca debe estar limpia; si no lo estuviere, se lavará con agua, y se desecharán aquellas piedras que contengan impurezas imposibles de remover con agua.

Deberemos estar provistos de suficiente piedra en los lugares donde se necesite, para evitar pérdidas de tiempo por demanda de material.

Las mamposterías se construirán en hiladas, de las cuales las primeras llevarán las piedras de mayor tamaño.

Las mejores caras de las piedras se aprovecharán para los paramentos y se rostrearán si es necesario. Las piedras se humedecerán antes de asentarse. Deberán evitarse los enhuacalados.

El material de liga será mortero de cemento el cual se fabricará a mano o a máquina, siendo la proporción 1 parte de cemento por 5 de arena-- -- (1:5), teniendo en cuenta que es necesario consumir 90 Kg de cemento por m^3 de mampostería. El mortero deberá llenar completamente las juntas; los vacíos que inevitablemente resulten se rellenarán con mortero y piedra chica.

Las juntas irán gusaneadas de sección semi circular o rectangular realizada en la cara 1cm. El gusaneo se hará después de que el mortero de la mampostería haya endurecido, humedeciendo la junta y rellenándola con mortero fresco de cemento, trabajando cuidadosamente el reborde con la herramienta adecuada. El paramento deberá conservarse mojado y el gusaneo se protegerá del Sol durante 3 días después de terminado.

El coronamiento de los aleros se chapeará con un espesor mínimo de 1 cm de mortero de cemento, también en proporción 1:5.

De esta manera, al irse levantando la mampostería y los obreros aun trabajando sobre el mismo estribo, generalmente amerita el empleo de andamios de madera. Los trabajadores se guiarán para levantar la mampostería, siguiendo hilos o alambres inclinados al talud adecuado, por ejemplo, 1:4. Conforme se vayan erigiendo los estri-

-bos, la piedra se subirá en carretillas por medio de rampas.

Entre el respaldo de los estribos y las terracerías de acceso del puente, se colocará un dren de piedra quebrada o grava que se recargará sobre el estribo con un espesor de 25 cm, el cual se irá colocando simultáneamente con las capas del terraplén.

Ahogados en la mampostería de los estribos se colocarán drenes de tubo para desalojar el agua captada por el dren de piedra.

Una vez terminada la mampostería se procederá a la construcción de coronas y diafragnas. Estos elementos serán de concreto reforzado de ---
 --- $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

Se procederá al armado del fierro de refuerzo, debiendo quedar éste como lo indican los planos, con los recubrimientos, empalmes, dobleces y demás detalles, indicados. Con el objeto de economizar se usará para los moldes, madera de 1,1/2" á 2" de grueso, para darle más de un uso. Se fabricarán tableros, los cuales serán más fáciles en su manejo.

Una vez armadas las coronas se cimbrarán con los tableros y se procederá al colado. La cimbra de coronas y diafragnas se apoyará en el cuerpo del estribo.

El concreto se fabricará con revolvedora, ha

-ciendo el proporcionamiento en peso y se acarreará en carretillas hasta el lugar de su colocación. Se vibrará con vibradores mecánicos al vaciar el concreto. Al colar las coronas se deberán dejar perfectamente terminados los bancos de apoyo de las trabes; deberán quedar nivelados para proporcionar un apoyo eficiente a las nervaduras.

Terminados los estribos, no deben hacerse llegar aun las terracerías de acceso, sino hasta que esté terminada la superestructura. Mientras tanto, entre las terracerías y el estribo, se hará un paso provisional por medio de una pasarela, sobre todo para poder efectuar el colado. Esta pasarela servirá para arrimar al sitio adecuado, la madera necesaria para las formas o moldes, el fierro de refuerzo, etc., y finalmente, como ya señalé, para colar.

b) Cilindros y pilas

En el caso del puente que nos ocupa, en vista de que aun en estiaje se tiene siempre un tirante de aguas mínimas, se emplearán cilindros en vez de ataguías, estructuras que se usarían para desplantar en seco pilas de mampostería; puesto que resulta más onerosa la construcción de las mencionadas ataguías, se utilizarán cilindros, y en casos como éste, procede esta solución por ser más económica, práctica y viable, pues se evitan

excavación previa, bombeo y desvío del agua.

Primeramente, se construirá encima de los lugares donde hay aguas permanentes, un terraplén con materiales escogidos, y en los lugares precisos de hincado se montarán las cuchillas.

Para iniciar el hincado de los cilindros, se nivelará el terreno, y después de armar la cuchilla con la soldadura de campo indicada, se colocará a plomo sobre el suelo, procediendo a colocar los moldes y el refuerzo del primer tramo del cilindro y se colará éste en una sola operación.

Las cuchillas se fabricarán en taller, con el tipo de acero, perfiles y dimensiones fijadas en el proyecto. La cuchilla se colocará en el lugar del hincado del cilindro con la precisión y precaución necesarias para evitar desplazamientos o desplomes iniciales del cilindro.

En nuestro caso particular, siendo la altura total del cilindro 3.50 m, se colará en 2 tramos o porciones de 1.75 m cada uno, resultando su correspondiente junta de construcción; teniendo cuidado al vaciar el concreto para evitar su desintegración y que el agregado grueso vaya a depositarse al fondo del molde. Cada porción del cilindro se hincará hasta que el concreto tenga una resistencia a la ruptura de 100 Kg/cm^2 .

Los moldes o cimbra para el colado de los cilindros serán metálicos. Estos forros metálicos se fabricarán en taller, de acuerdo con el tipo

y calibre de la lámina, tipo de acero, perfiles, dimensiones, remaches, soldadura y demás detalles fijados en el proyecto.

Se evitará que los forros metálicos, durante las maniobras de carga, transporte, descarga y armado, sufran deformaciones o desajustes. En caso necesario se empacarán y troquelarán convenientemente.

Como yá he señalado, la mencionada cimbra se colocará en el lugar del hincado del cilindro con la precisión y precaución necesarias para evitar desplazamientos o desplomes del cilindro.

Es conveniente el empleo de chiflones y tubos de alimentación, los cuales serán colocados en la forma y con el diámetro que indiquen los planos respectivos, para facilitar el hincado.

Antes de iniciar el hincado y durante el mismo, con la frecuencia que se requiera, deberán verificarse la posición correcta y la verticalidad del cilindro.

En el hincado de los cilindros, el máximo de salojamiento permisible de la cabeza de ellos será de 0.01 de la longitud total en la verticalidad del eje del cilindro.

El hincado se hará aprovechando el peso propio de los cilindros y excepcionalmente con el uso de sobrecargas de carga muerta, excavándose en su interior con objeto de facilitar el des-

-censo del cilindro, mediante grúas o plumas equipadas con cucharones de almejas o gajos de naranja. Si es necesario, se emplearán malacates, bombas para lodos, eyectores neumáticos u otro equipo apropiado.

El avance del hincado de los cilindros, durante el cual estarán llenos de agua, deberá ser simultáneo al avance de la excavación para evitar que el cilindro sufra asentamientos bruscos, lo cual se logrará usando, cuando sea necesario, los chiflones de agua a presión de que disponga el cilindro o mediante chiflones libres operados desde la superficie.

En caso de que se observen ligeros desplomes del cilindro, se insistirá en la excavación en lados diametralmente opuestos al desplome, ayudándose con cables de acero y garruchas diferenciales, para corregir el defecto señalado.

Cuando el descenso del cilindro sea detenido por algún obstáculo que no sea posible remover y extraer con el equipo de excavación operado desde la superficie, se emplearán buzos para romper y retirar el obstáculo. En caso de ser necesario, se usarán explosivos en pequeñas cantidades.

Una vez alcanzada la profundidad de hincado fijada, o sea el nivel de desplante, se acondicionará la superficie donde se hará el colado del tapón inferior. Dicho colado se hará como lo

indica el proyecto, bajo agua y de una manera con
tinua hasta alcanzar el espesor total del tapón.

Una vez fraguado el tapón inferior y a los 14 días de este colado se extraerá el agua del interior del cilindro y se inspeccionará éste, corrigiendo cualquier defecto que se encuentre. Si no los hubiere, se procederá a llenar el cilin
dro con agua.

Antes de colar el tapón superior deberán quedar colocadas las varillas de anclaje del cuerpo de la pila.

En cuanto a las pilas, se desplantarán sobre los cilindros, apoyándose la cimbra directamente sobre el tapón superior. No se colarán las pilas hasta no haber alcanzado los cilindros su posición definitiva.

Se emplearán los siguientes concretos para las pilas:

En el cabezal: $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$. Revenimient
to de 6 á 8 cm. Tamaño máximo del agregado grueso: 4 cm. El concreto se elaborará con cemento tipo I ó III según convenga.

En el cuerpo: $f'_c = 100 \text{ kg/cm}^2$. Revenimient
to de 6 á 8 cm.

En los cilindros: $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ en ambos tapones y paredes. Revenimient
o de 6 á 8 cm. Tama
ño máximo del agregado grueso: 4 cm. Para el tapón inferior se usará cemento tipo III, colado en

agua. Revenimiento de acuerdo con el procedimiento de su colocación.

Todos los concretos del cilindro con excepción del tapón superior, recibirán inclusión de aire, de manera que al terminar el colado conserven una cantidad de aquél de 4 á 5 %, de su volumen. Así mismo, todos los concretos, con excepción del cuerpo de la pila y del tapón inferior del cilindro, serán vibrados al colocarlos.

Finalmente, en el cabezal se dejarán bancos de concreto para alojar los apoyos de neopreno de la superestructura.

2.- SUPERESTRUCTURA

Aprovechando la circunstancia de que los tres tramos libremente apoyados del puente son iguales, se habilitará madera y herrajes en el cimbrado para un tramo, que serán utilizados posteriormente en los otros dos; así pues, coladas las coronas con sus respectivos apoyos anclados en sus sitios y hechos los rellenos, se construirá un terraplén que sobresalga del agua, con tubos intermedios en el sentido longitudinal del cauce para permitir el paso del agua y evitar que ésta se represe, para que encima del mencionado terraplén se pueda desplantar la obra falsa por medio de muertos de madera.

De esta manera, se distribuirán convenientemente los caballetes de madera de la obra falsa

-sa, de acuerdo con las escuadrías y dimensiones de que se disponga, a fin de apoyar la cimbra de la superestructura. Para garantizar el mejor estado y duración de la madera, se proporcionará a ésta, una mano de aceite quemado, después de lo cual se procederá a colocar el acero de refuerzo. Este será redondo y corrugado, exento de oxidación, tierra o polvo y llenando las condiciones aprobadas previamente en el laboratorio.

El fierro se doblará y cortará en frío antes de su colocación, con excepción de diámetros de 7/8" o mayores, que solamente podrán doblarse calentándolos ligeramente. El habilitado del refuerzo se hará según las formas, dimensiones y cantidades indicadas en los planos respectivos, y se colocará en los moldes manteniendo el refuerzo firmemente sujeto en su posición correcta, mediante ligamentos o bloquesitos de madera (calzas) en la parrilla inferior, que se irán quitando conforme se vaya avanzando en el colado, o silletas en la parrilla superior, y atando el fierro entre sí en sus intersecciones con alambre. El siguiente paso será colocar los drenes en sus posiciones respectivas para proceder al colado.

Antes de iniciar el colado del concreto, el Residente deberá cerciorarse de que se hayan regado las cimbras y de que el fierro haya sido perfectamente colocado en aquéllas, respetando todas las especificaciones de recubrimientos, gan

-chos, anclajes y dimensiones anotadas en los planos, además de verificar que exista en bodegas la suficiente dotación de cemento, arena y grava para asegurar un colado continuo, que los moldes sean estancos y que no haya basuras en los sitios donde se vá a hacer el colado.

El concreto para el colado de la superestructura será de $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ de fatiga de ruptura a los 28 días de edad, con 6 á 8 cm de revenimiento usando sistemáticamente vibrador de motor de gasolina, y además, para facilitar la llegada del concreto a diversas partes de los moldes, se puede usar una simple varilla para picar la mezcla. Las proporciones del concreto para esta resistencia, empleando cemento Portland Normal de resistencia rápida, serán marcadas o fijadas previamente por el laboratorio de materiales, proporciones que se darán en peso.

Para el mezclado de los materiales, se utilizará una revolvedora mecánica, debiendo batirse cada revoltura durante un minuto como mínimo, y por ningún motivo se permitirá vaciar en los moldes el concreto que tenga más de 20 minutos de haber salido de la máquina, ni agregar agua al concreto una vez salido éste de la revolvedora, con el fin de no alterar la relación A/C, que es la que fija la resistencia del concreto.

El concreto se colará mediante carretillas, en forma longitudinal al puente. La losa, traves

y guarniciones se colarán en una sola operación, teniendo cuidado de dar los espesores indicados, así como dejar ancladas las varillas de las pilastras de los parapetos, y formando depresiones en los lugares en que se hayan colocado los drenes.

Para dar correctamente el bombeo a la losa durante el colado de la misma, se hará uso de un escantillón de madera con manerales que se aplicarán sobre los moldes de la guarnición; inmediatamente después de este escantillón que deberá dar la forma correcta al concreto, se empleará una regla de madera o tira de hule que manejada hábilmente a mano en sus extremos, permita un buen acabado final de ese colado.

A continuación, se irá regando una capa de arena húmeda en todo el ancho de la calzada, en 2 ó 3 cm de espesor, con el objeto de prevenir calentamientos excesivos del Sol y contracciones del propio concreto. Además, se regará la losa, con agua, unas 4 veces al día durante una semana, al cabo de la cual y ya terminado el curado, podrá retirarse la cimbra, puesto que se usó, de preferencia cemento tipo III, ya que este concreto requiere solo 72 horas para adquirir la resistencia suficiente para poder retirar la cimbra.

El tamaño máximo del agregado grueso será de 2.5 cm. Las uniones de las varillas de ϕ 1 1/2" deberán hacerse con soldadura a tope; las demás

varillas podrán soldarse a tope o traslaparse. Este traslape no deberá hacerse alineado, sino cuatrapeado. Se podrán dejar ventanas en la cara interior de los moldes de las nervaduras, para el vibrado del concreto. La superficie de rodamiento será de una mezcla asfáltica o material bituminoso; constará de 1 cm de espesor y se terminará con máquina de regla vibratoria. El parapeto se colará después de haber descimbrado la superestructura.

Como puede apreciarse, el último paso en la construcción de la superestructura, previamente colocadas y elaboradas las juntas de dilatación, será la fabricación del parapeto, de tipo vertical, a base de pilastras y vigas de concreto, para lo cual ya se hubo dejado varillas ancladas a la banqueta, y cuya terminación será según se aprecia en el plano general.

La superestructura se podrá abrir al tránsito a los 28 días del último colado, si se usó cemento tipo I; y a los 14 días, si se usó cemento tipo III.

PROGRAMA DE TRABAJOS

La construcción del puente, como toda obra de ingeniería, estará sujeta a un calendario de trabajos, el cual será elaborado de común acuerdo entre el Ingeniero Residente y el Contratista, y tomarán en cuenta el equipo disponible, fecha de entrega de materiales, clima, épocas de lluvia y estiaje, etc.

La iniciación de la obra coincidirá con la iniciación de la época de estiaje o sea en el mes de Noviembre, y con esto se tendrá un mínimo de contratiempos e imprevistos durante las excavaciones.

Iniciada la obra se seguirá un Programa de Trabajo dividido en etapas y se tratará que éstas se apeguen lo más posible al programa proyectado y según el cual, se tendrá un índice del adelanto o retraso en la construcción de la obra, y si se ha fijado fecha para la terminación, puede saberse cuándo hay tiempo ganado y cuándo tiene que acelerarse el trabajo.

Campamento

Constará de locales para oficinas, comedor, casa del vigilante o velador y bodegas para el almacenamiento de materiales, y serán necesarios 15 días para su instalación y construcción. No es necesario disponer de dormitorios para el personal obrero, en virtud de que éste puede vivir y pernoctar en la población de Ayutla.

Trabajos primarios

Será necesario construir bordos y ataguías o tablestacados, sobre todo para los estribos, para poder trabajar en seco y se necesitarán para estas operaciones unos 5 días aproximadamente.

Viendo ahora los rendimientos de un individuo en condiciones normales de trabajo y en los diferentes tipos de terreno en jornada de 8 horas, para conocer el tiempo de duración de las excavaciones:

Tierra	3 á 4	m ³
Roca suelta	2 á 3	m ³
Roca fija	0.5 á 1	m ³ , sin equipo especial

Cilindros, pilas y estribos

Considerando que una pareja levante, para los estribos, 4 m³ de mampostería por jornada de 8 horas y que el hincado y construcción de los cilindros se lleve un mes aproximadamente, las pilas y estribos se terminarán en un plazo de 2 meses.

En cuanto a los rellenos, si un peón puede rellenar de 3 á 4 m³ en una jornada de 8 horas de trabajo, contando con 40 peones, se podrá terminar en 10 días.

El colado de las coronas y diafragmas, considerando 5 días para cada corona, incluido cimbrado, habilitado del fierro, colocación de placas de apoyo y descimbrado, llevará, colándose a la vez, 10 días.

Superestructura

Para el colado de la Superestructura, será necesario acondicionar el terreno para recibir y colocar la obra falsa, armar las formas para la losa, nervaduras y diafragmas, colocación del acero de refuerzo y el colado.

Estas maniobras requerirán unos 35 días por tramo incluyendo la habilitación y colocación del fierro, colado, curado, acabado del concreto y descimbrado. Como se ha considerado que la madera de un tramo servirá para los otros dos, serán necesarios de 100 á 110 días para terminar todo el sistema de piso.

Por último, se procederá a construir el parapeto, colando las vigas de éste en el lugar y extender la capa de asfalto sobre la losa, operaciones que requerirán de 20 á 25 días, incluyendo la limpieza final general.

PROGRAMA DE TRABAJO

MESES		NOV.	DIC.	ENE.	FEB.	MARZ.	ABR.	MAY.
REPTO								
Instalación campamento		■						
Preparación estribos		■	■					
Montaje estribos		■	■	■				
Construcción de estribos		■	■	■	■			
Construcción e hincado de cilindros		■	■	■	■			
Construcción de pilas		■	■	■	■	■		
Falsas pilas	Habilitación		■	■	■	■		
	Colocación		■	■	■	■	■	
Corte de	Corte y doblado		■	■	■	■	■	
	Colocación		■	■	■	■	■	■
Reestructura.- colado, curado, labrado y acabado						■	■	■
Instalar campamento y limpieza general								

PRESUPUESTO GENERAL DE LA OBRA

PRESUPUESTO DE LA SUBESTRUCTURA				
CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
Excavaciones estribos	1430	m ³	20.00	28 600
Relleno y apisonado	270	m ³	25.00	6 750
Bombeo de agua de 6" ϕ (estribos)	180	Hora	30.00	5 400
Mampostería de 3 ^a clase con mortero de cemento 1:5 para estribos	1642	m ³	100.00	164 200
Concreto de $f'_c=200$ Kg/cm ² en coronas y diafragmas	8.54	m ³	600.00	5 124
Acero de refuerzo en coronas y diafragmas	486	Kg	4.00	1 944
Acero estructural en cuchillas	1706	Kg	8.00	13 648
Concreto de $f'_c=200$ Kg/cm ² en paredes y tapones de cilindros	99.6	m ³	550.00	54 800
Acero de refuerzo en cilindros y pilas	9044	Kg	4.00	36 176
Concreto ciclópeo de $f'_c=$ $=100$ Kg/cm ² en cuerpos de pilas	82.0	m ³	600.00	49 200
Concreto de $f'_c=200$ Kg/cm ² en cabezales de pilas	32.2	m ³	600.00	19 320
Hincado de cilindros	7.50	ml	400.00	3 000
Suma Parcial			\$ 388 162.00	

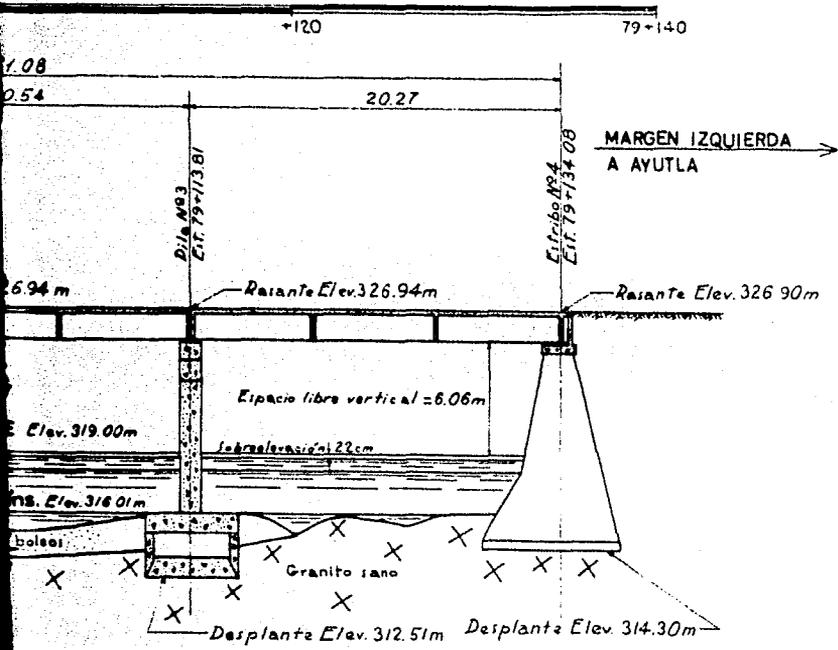
PRESUPUESTO DE LA SUPERESTRUCTURA

CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
Concreto de $f'_c=200 \text{ Kg/cm}^2$ en losas nervuradas (incluyendo cimbra y obra falsa)	170.1	m ³	600.00	102 060
En parapetos ($f'_c=200\text{Kg/cm}^2$)	8.4	m ³	600.00	5 040
Acero de refuerzo	41 010	Kg	4.00	164 040
Neopreno	21	dm ³	72.00	1 510
Acero estructural en apoyos	6	Kg	6.00	36
Asfalto	460	m ²	15.00	6 900
Drenes	42	Pieza	25.00	1 050
Suma Parcial			\$ 280 636.00	
Suma Total			\$ 668 798.00	
10% Imprevistos			\$ 66 879.80	
COSTO TOTAL			\$ 735 677.80	

Costo por ml de puente:

$$\frac{\$ 735 677.80}{\underline{\quad}} \pm \underline{\$ 12 000}$$

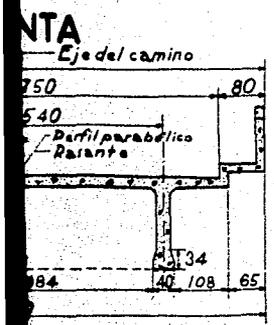
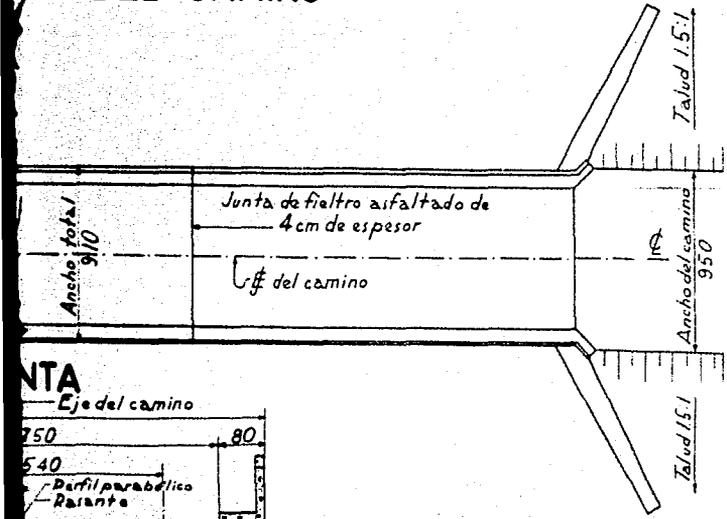
61.08



DATOS HIDRAULICOS							
Tramo	A(m ²)	D(m)	r(m)	r ^{3/2}	n	v(m ³ /s)	Q(m ³ /s)
1	173.98	6.590	2.64	1.910	0.035	5.28	918.61
Σ	173.98						918.61
S = 0.009379				S ^{1/2} = 0.09684			
Q TOTAL = 918.61 m ³ /s							

MATERIALES	
SUPERESTRUCTURA	
Concreto de f _c = 200 Kg/cm ² (en parapetos)	8.4 m ³
Concreto de f _c = 200 Kg/cm ² (en losas nervuradas)	170.1 m ³
Acero de refuerzo	4100 Kg
Neopreno	21 dm ²
Acero estructural (en apoyos)	6 Kg
Drenes	42 Pz
SUBESTRUCTURA	
Concreto de f _c = 200 Kg/cm ² (en cabezales, coronas y diafragmas)	53.7 m ³
Concreto de f _c = 200 Kg/cm ² (en paredes y tapones de los cilindros)	99.6 m ³
Concreto ciclópeo de f _c = 100 Kg/cm ² (en el cuerpo de las pilas)	82.0 m ³
Mampostería de 3 ^a clase con mortero de cemento 1:5	1642 m ³
Acero estructural encuchillas	1706 Kg
Acero de refuerzo	9530 Kg
Hincado de cilindros	7.50 m
Excavaciones (supuestas)	14.30 m ³
Bombeo de 6" φ (supuesto)	180 hrs

EJE DEL CAMINO

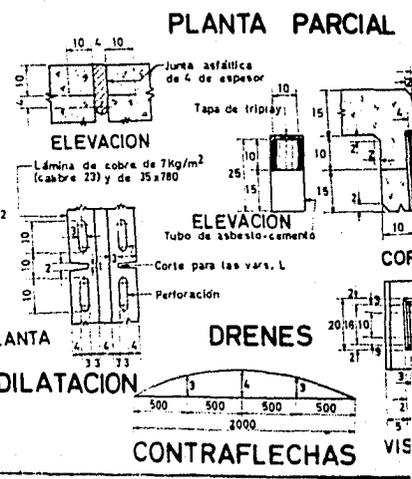
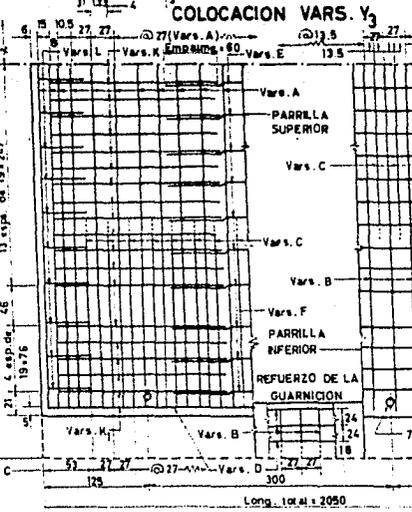
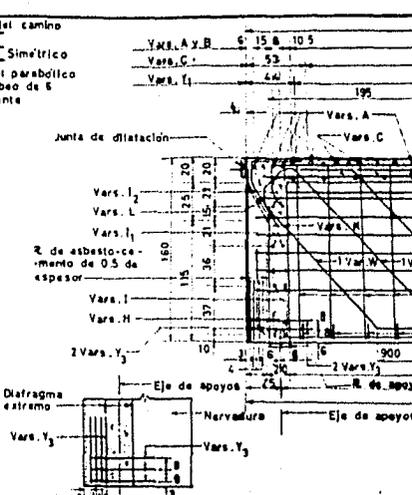
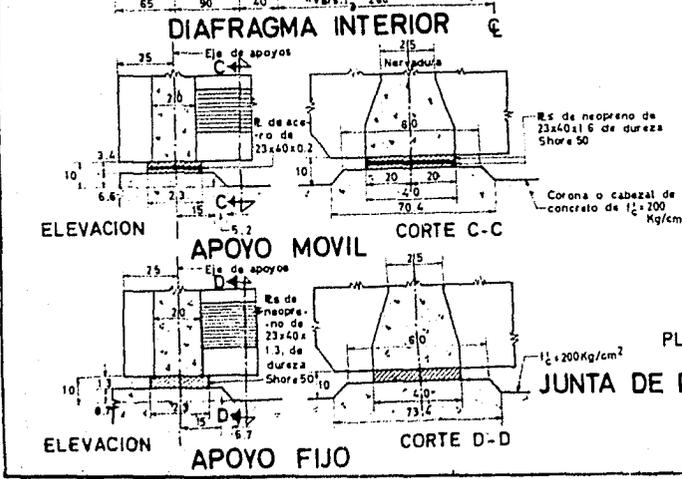
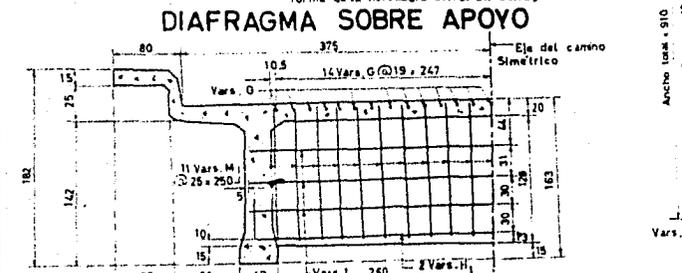
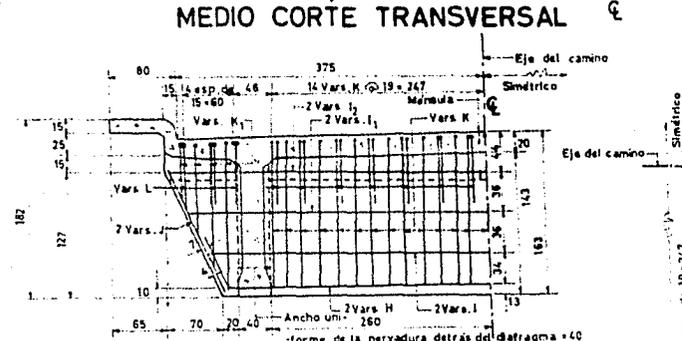
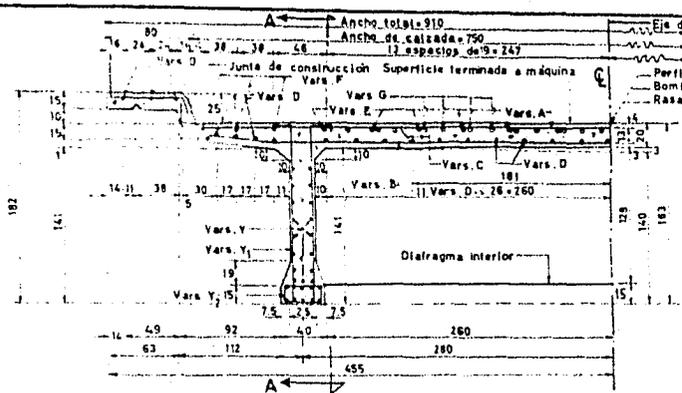


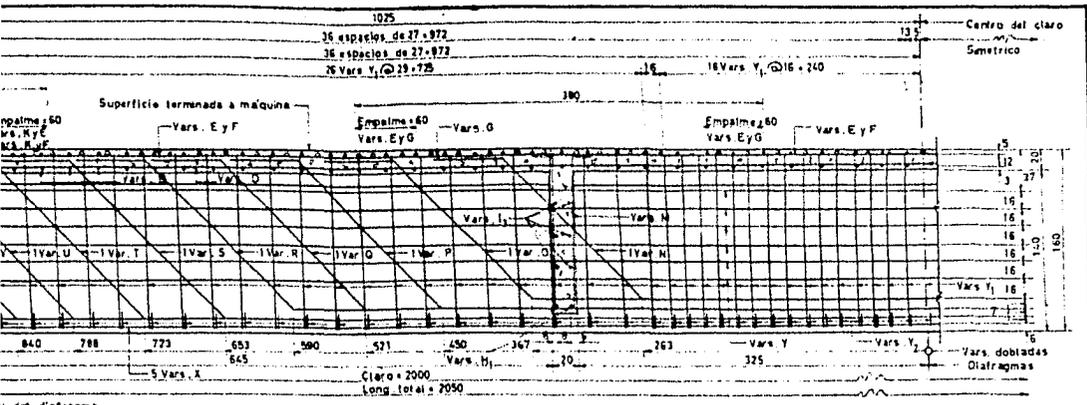
TRANSVERSAL

U. N. A. M.
FACULTAD DE INGENIERIA
PUENTE DE AYUTLA
PLANO GENERAL

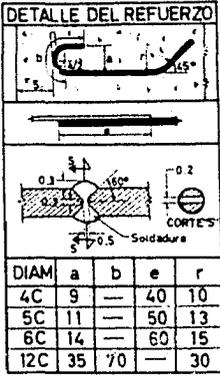
TESIS PROFESIONAL
 JOSE IGNACIO LABADIE CASTELLOT

MEXICO, D.F., JUNIO DE 1965 PLANO N° 1

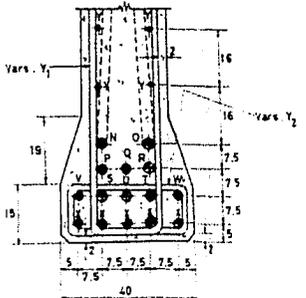




MEDIO CORTE A - A



Vars.		Nº	φ	LONG. TOTAL	Croquis	a	b	PESO (Kg)
LOSA Y GUARNICIONES	A	85	60	626	24	—	—	148.7
	B	74	60	974	24	—	—	1625
	C	73	60	836	26	—	—	1573
	D	37	40	20.40	—	—	—	755
	E	40	40	4.10	—	—	—	1.3
	F	41	40	7.40	—	—	—	10.4
	G	54	50	32.0	—	—	—	302
	H	4	40	762	60	—	—	275
	I	4	40	657	45	—	—	237
	DIAPHRAGMAS	J	4	40	4.20	—	—	—
K		4	40	4.20	—	—	—	2.6
L		4	40	4.20	—	—	—	2.6
M		4	40	4.20	—	—	—	2.6
N		4	40	4.20	—	—	—	2.6
O		4	40	4.20	—	—	—	2.6
P		4	40	4.20	—	—	—	2.6
Q		4	40	4.20	—	—	—	2.6
R		4	40	4.20	—	—	—	2.6
NERVADURAS		S	2	120	2200	—	—	—
	T	2	120	2252	—	—	—	406
	U	10	130	2144	—	—	—	1932
	V	24	40	2040	—	—	—	490
	Y1	166	40	360	20	—	—	608
	Y2	166	40	114	12	—	—	189
	Y3	56	2L	104	20	—	—	15



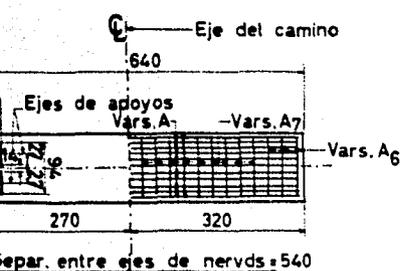
DETALLE DE LAS NERVADURAS Dimensiones en cms.

MATERIALES	
LOSA NERVURADA (UN TRAMO)	CONCRETO DE f'c 200 kg/cm ² 56.7 m ³
	ACERO DE REFUERZO 13670 Kg
APORTOS	NEOPRENO 7 dm ³
	ACERO ESTRUCTURAL 2 Kg
DRENAS	14 Pzs.

U. N. A. M.
FACULTAD DE INGENIERIA
PUENTE DE AYUTLA
SUPERESTRUCTURA

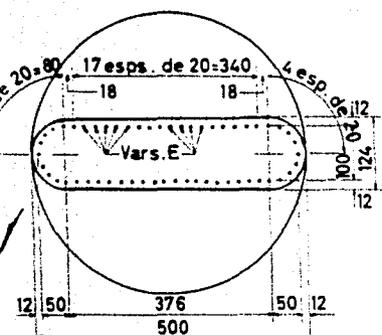
TESIS PROFESIONAL
 JOSE IGNACIO LABADIE CASTELLOT

MEXICO, D.F., JUNIO DE 1965 PLANO Nº 2.

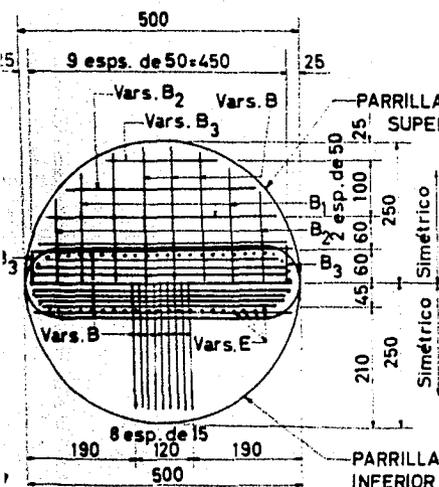


GENERALES REFUERZO
PLANTA

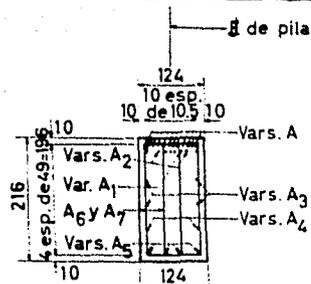
ESCALA 1:50



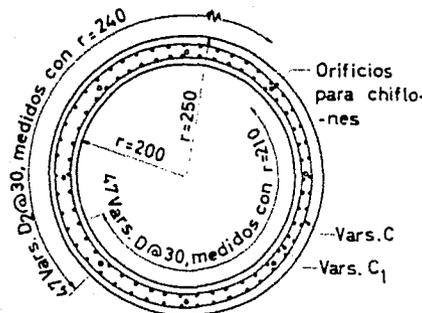
CORTE B-B



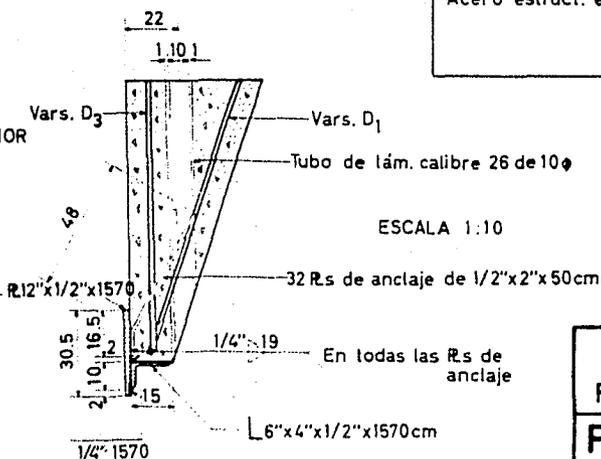
REFUERZO DEL TAPON SUPERIOR



CORTE A-A



CORTE C-C



DETALLE DE LA CUCHILLA

MATERIALES PARA UNA PILA Y UN CILINDRO									
LISTA DE VARILLAS									
Vars.	φ	Nº	Long	Croquis		a	b	Peso	
CABEZAL	A	8C	14	656		564	—	360	
	A1	8C	1	658		45	225	37	
	A2	8C	2	688		105	180	77	
	A5	4C	4	706		215	119	147	
	A7	5C	40	532		183	73	272	
	A6	5C	40	532		73	71	22	
	A3	4C	4	590		590	—	22	
	A4	4C	2	510		510	—	9	
CILINDRO	B	7C	30	463		395	—	426	
	B1	7C	4	428		360	—	53	
	B2	7C	4	358		290	—	44	
	B3	7C	4	213		145	—	26	
	C	6C	10	620		239	—	396	
	C1	6C	10	453		211	—	294	
	D	7C	47	569		235	—	679	
	D1	7C	47	318		—	—	386	
	D2	7C	47	238		238	—	645	
	D3	7C	47	300		300	—	365	
	E	5C	54	262		210	—	213	

Acero de refuerzo	4522 Kg
Concreto $f_c=200 \text{ Kg/cm}^2$ (Cabezal)	16.1 m ³
Concr. ciclópeo $f_c=100 \text{ Kg/cm}^2$ (Cuerpo pila)	41 m ³
Concr. $f_c=200 \text{ Kg/cm}^2$ (Tapón superior)	19.6 m ³
Concr. $f_c=200 \text{ Kg/cm}^2$ (Cuerpo cilindro)	10.6 m ³
Concr. $f_c=200 \text{ Kg/cm}^2$ (Tapón inferior del cilindro, co-lado en agua)	19.6 m ³
Acero estruct. en cuchillas	853 Kg

NOTA

Todas las dimensiones son en cms, con excepción de las anotadas en otra unidad

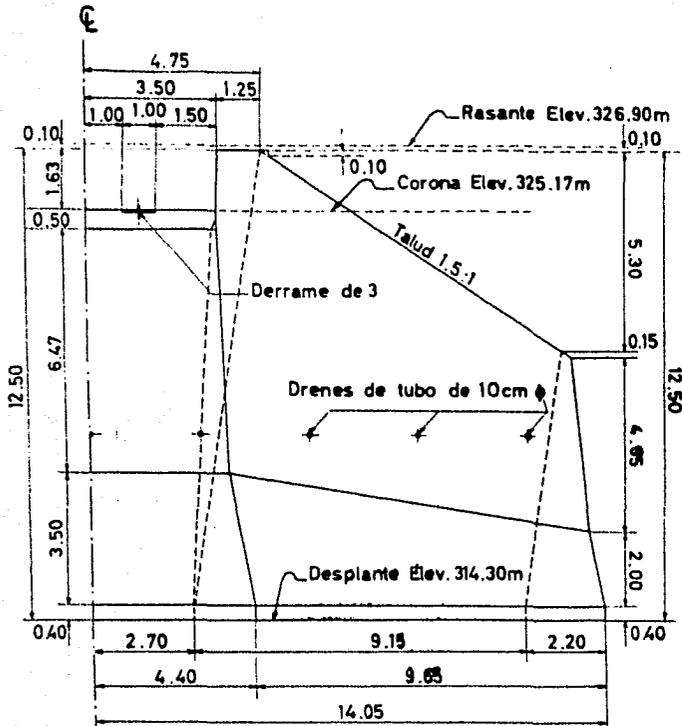
ESCALA 1:10

U.N.A.M.
FACULTAD DE INGENIERIA
PUENTE DE AYUTLA
PILAS Y CILINDROS N^{OS} 2 y 3

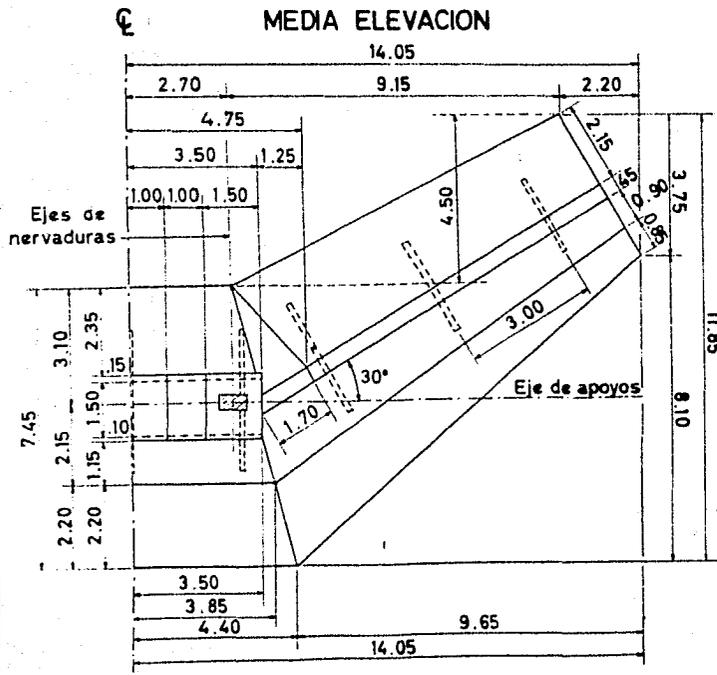
TESIS PROFESIONAL
JOSE IGNACIO LABADIE CASTELLOT

MEXICO, D.F., JUNIO DE 1985

PLANO, N^º 3



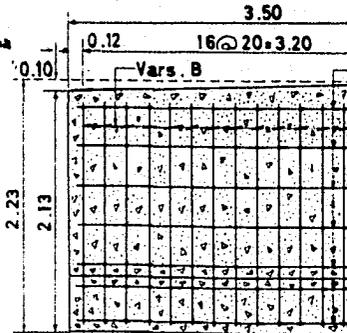
MEDIA ELEVACION



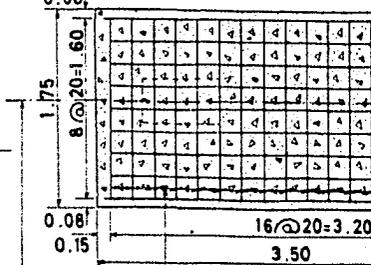
MEDIA PLANTA

Capa de piedra quebrada o grava de 25cm de espesor

ESCALA 1:75



CORTE A-A



CORTE B-B

Eje de apoyos Vars. B

